



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

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



Ausbau Eisenbahnachse München-Verona
BRENNER BASISTUNNEL
Ausführungsplanung

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

D0700: Baulos Mauls 2-3

D0700: Lotto Mules 2-3

Projekteinheit

Gesamtbauwerke Teil 3

WBS

Opere generali Parte 3

Dokumentenart

Technischer Bericht

Tipo Documento

Relazione tecnica

Titel

Statische Berechnung - Hauptröhre

Titolo

Relazione di calcolo – Gallerie di Linea



Raggruppamento Temporaneo di Imprese 4P
c/o Pro Iter S.r.l., Via G.B. Sommarini 5, 20125 Milano, Tel.: +39 026781911, Fax: +39 0287152612

Generalplaner / Responsabile integrazioni prestazioni specialistiche
Ing. Enrico Maria Pizzarotti
Ord. Ingg. Milano N° A 29470

Mandataria



Mandante



Mandante



Mandante



Fachplaner / il progettista specialista

Fachplaner / il progettista specialista
Ing. Rodrigo Correa

Fachplaner / il progettista specialista

Fachplaner / il progettista specialista

Datum / Data

30.01.2015

Name / Nome

Donato / Nater

Gesellschaft / Società

Pöyry

Bearbeitet / Elaborato

Geprüft / Verificato

30.01.2015

Correa

Pöyry



Name / Nome
R. Zurlo

Name / Nome
K. Bergmeister

Projekt-kilometer / Chilometro progetto
von / da 32.0+88
bis / a 54.0+15
bei / al

Bau-kilometer / Chilometro opera
von / da 32.0+88
bis / a 44.1+92
bei / al

Status Dokument / Stato documento

Massstab / Scala

-

Staat
Stato

02

Los
Lotto

H61

Einheit
Unità

OP

Nummer
Numero

035

Dokumentenart
Tipo Documento

KTB

Vertrag
Contratto

D0700

Nummer
Codice

23055

Revision
Revisione

21

Bearbeitungsstand Stato di elaborazione

Revision Revisione	Änderungen / Cambiamenti	Verantwortlicher Änderung Responsabile modifica	Datum Data
21	Abgabe für Ausschreibung / Emissione per Appalto	Nater / Correa	30.01.2015
20	Überarbeitung infolge Dienstanweisung Nr. 1 vom 17.10.2014 / Revisione a seguito ODS n°1 del 17.10.14	Donato / Nater	04.12.2014
11	Revisione Consegna definitiva	Donato / Nater	09.10.2014
10	Consegna Definitiva	Donato / Nater	31.07.2014
00	Consegna preliminare	Donato / Nater	22.05.2014

1	EINFÜHRUNG	
1	INTRODUZIONE	7
2	MATERIALKENNWERTE	
2	MATERIALI	9
2.1	BETON (TÜBBINGEN)	
2.1	CALCESTRUZZO (CONCI PREFABBRICATI)	9
2.2	BETON	
2.2	CALCESTRUZZO.....	9
2.3	BEWEHRUNGSSTAHL	
2.3	ACCIAIO DA ARMATURA	9
3	GEOTECHNISCHES MODELL	
3	MODELLO GEOTECNICO	10
3.1	GEOLOGIE UND GEOMECHANIK	
3.1	GEOLOGIA E GEOMECCANICA.....	10
3.1.1	Vorwort	
3.1.1	Premessa.....	10
3.1.2	Geomechanische Parameter	
3.1.2	Parametri geomeccanici.....	13
3.2	TRENNFLÄCHENORIENTIERUNG	
3.2	ORIENTAMENTO DELLE DISCONTINUITÀ	14
3.3	TRENNFLÄCHENPARAMETER	
3.3	PARAMETRI DELLE DISCONTINUITÀ.....	15
4	METHODIK ZUR ERMITTLUNG DER GEBIRGSLAST	
4	COMPORAMENTO DELLA ROCCIA	16
4.1	ABSCHÄTZUNG DES GEBIRGSVERHALTENS	
4.1	VALUTAZIONE DEL COMPORAMENTO DELLA ROCCIA.....	16
4.2	KENNLINIEN-ANALYSE	
4.2	ANALISI DELLE LINEE CARATTERISTICHE.....	16
4.2.1	Spannungs-Dehnungsanalyse	
4.2.1	Analisi tensio-deformativa	18
4.2.1.1	Annahmen	
4.2.1.1	Assunzioni	20
4.2.1.2	Resultate	
4.2.1.2	Risultati.....	21
5	AUSBRUCHSSICHERUNG	
5	RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE	24
5.1	EINFÜHRUNG	
5.1	INTRODUZIONE	24
5.2	RECHENGRUNDSÄTZE	
5.2	PRINCIPI DI CALCOLO.....	24
5.2.1	Beschreibung der Rechenmethode	
5.2.1	Descrizione del metodo di calcolo.....	25
5.3	RECHNUNGSPARAMETER	
5.3	PARAMETRI PER IL CALCOLO	27
5.4	EINWIRKUNGEN	
5.4	AZIONI.....	28
5.4.1	Eigengewicht G1	
5.4.1	Peso proprio G1.....	28

5.4.2	Gebirgslast G5	
5.4.2	Carico dell'ammasso G5	28
5.4.3	Ausfall einer Koppelstelle A4	
5.4.3	Cedimento di un giunto A4	29
5.4.4	Quelldruck G7	
5.4.4	Rigonfiamento G7	29
5.4.5	Belastung durch Abheben aus der Schalung, Lagerung, Transport, Anhebung durch Erektor B1	
5.4.5	Azioni dovute all'estrazione del cassero, stoccaggio, movimentazione, sollevamento mediante erettore B1.....	29
5.4.6	Vortriebskräfte und Einbau der Tübbinge B2	
5.4.6	Spinta della macchina ed installazione del concio B2	30
5.4.7	Ringspaltverpressung B4	
5.4.7	Iniezione di riempimento B4	31
5.5	NACHWEISE	
5.5	VERIFICHE	31
5.5.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)	
5.5.1	Stati Limite Ultimi (SLU)	31
5.5.1.1	Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen	
5.5.1.1	Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni	31
5.5.1.2	Kombinationsbeiwerte Einwirkungen	
5.5.1.2	Coefficienti di combinazione delle azioni	31
5.5.1.3	Einwirkungskombinationen	
5.5.1.3	Combinazione delle azioni	32
5.5.1.4	Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände	
5.5.1.4	Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze	32
5.5.2	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)	
5.5.2	Stati Limite Esercizio (SLE)	32
5.5.2.1	Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen	
5.5.2.1	Coefficienti parziali di sicurezza delle azioni	32
5.5.2.2	Kombinationsbeiwerte der Einwirkungen	
5.5.2.2	Coefficienti di combinazione delle azioni	32
5.5.2.3	Einwirkungskombinationen	
5.5.2.3	Combinazioni delle azioni	32
5.5.2.4	Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände	
5.5.2.4	Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze	33
5.6	NACHWEISE	
5.6	STATI LIMITE.....	33
5.6.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)	
5.6.1	Stati Limite Ultimi (SLU)	33
5.6.2	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)	
5.6.2	Stati Limite di Esercizio (SLE).....	33
5.7	RESULTATE	
5.7	RISULTATI.....	34
5.7.1	Berechnete Fälle	
5.7.1	Casi considerati	34
5.7.2	Resultate für die Dimensionierung der Tübbinge	
5.7.2	Risultati dimensionamento conci.....	35
6	INNENSCHALE	
6	RIVESTIMENTO DEFINITIVO	36

6.1	STABWERKMODELLE	
6.1	METODO DELLE REAZIONI IPERSTATICHE.....	36
6.2	ZUSAMMENWIRKUNG BODEN-STRUKTUR	
6.2	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA.....	36
6.2.1	Radiale Steifigkeit	
6.2.1	Rigidezza radiale	37
6.2.2	Federkonstanten Auflagerbereich/Sohle	
6.2.2	Costante della molla nelle zone di appoggio / fondo	37
6.3	EINWIRKUNGEN ANALYSE	
6.3	ANALISI DEI CARICHI	38
6.3.1	Eigengewicht G1	
6.3.1	Peso proprio G1.....	38
6.3.2	Oberleitung G2	
6.3.2	Catenaria G2	38
6.3.3	Betonauffüllung über der Oberleitung G3	
6.3.3	Riempimento in cls al di sopra dell'arco rovescio G3	39
6.3.4	Wasserdruck G4	
6.3.4	Pressione idraulica G4	39
6.3.5	Gebirgslast G5	
6.3.5	Carico dell'ammasso G5	39
6.3.6	Kriechen und Schwinden des Betons G6	
6.3.6	Viscosità e ritiro del calcestruzzo G6.....	40
6.3.7	Quelldruck G7	
6.3.7	Rigonfiamento G7	40
6.3.8	Temperatur Q1	
6.3.8	Temperatura Q1	41
6.3.9	Erdbebeneinwirkung E1	
6.3.9	Azione sismica E1.....	41
6.3.10	Druck / Sog infolge Zugfahrt A1	
6.3.10	Pressione aerodinamica A1.....	41
6.3.11	Anpralllast A2	
6.3.11	Urto A2.....	41
6.3.12	Brand A3	
6.3.12	Incendio A3	42
6.4	EINWIRKUNGSKOMBINATIONEN	
6.4	COMBINAZIONI DI CARICO.....	42
6.5	NACHWEISE	
6.5	VERIFICHE.....	43
6.5.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)	
6.5.1	Stati Limite Ultimi (SLU)	43
6.5.1.1	Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen	
6.5.1.1	Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni.....	43
6.5.1.2	Kombinationsbeiwerte Einwirkungen	
6.5.1.2	Coefficienti di combinazione delle azioni	43
6.5.1.3	Einwirkungskombinationen	
6.5.1.3	Combinazione delle azioni.....	44
6.5.1.4	Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände	
6.5.1.4	Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze	44
6.5.1.5	Bemessung auf Biegung und Längskraft	
6.5.1.5	Verifica a pressoflessione	44

6.5.1.6 Bemessung Querkraft	
6.5.1.6 Verifica a taglio.....	45
6.5.2 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)	
6.5.2 Stati Limite Esercizio (SLE)	46
6.5.2.1 Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen	
6.5.2.1 Coefficienti parziali di sicurezza delle azioni	46
6.5.2.2 Kombinationsbeiwerte der Einwirkungen	
6.5.2.2 Coefficienti di combinazione delle azioni	46
6.5.2.3 Einwirkungskombinationen	
6.5.2.3 Combinazioni delle azioni	46
6.5.2.4 Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände	
6.5.2.4 Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze	46
6.5.2.5 Ermittlung der Verformungen	
6.5.2.5 Calcolo delle deformazioni.....	46
6.5.2.6 Begrenzung der Rissbreiten	
6.5.2.6 Limitazione dello spessore delle fessure	46
6.6 BAULICHE DURCHBILDUNG	
6.6 STRUTTURA COSTRUTTIVA	47
6.6.1 Expositionsklasse und Mindestbetondeckung	
6.6.1 Classe di esposizione e copriferro minimo	47
6.6.2 Mindestbewehrung	
6.6.2 Armatura minima.....	47
6.7 ERGEBNISSE	
6.7 RISULTATI.....	48
6.7.1 GL-MS mit Sohlstein	
6.7.1 GL-MS con concio di base	48
6.7.2 GL-MS ohne Sohlstein	
6.7.2 GL-MS con arco rovescio.....	48
7 VERZEICHNISSE	
7 ELENCHI.....	49
7.1 TABELLENVERZEICHNIS	
7.1 ELENCO DELLE TABELLE	49
7.2 ABBILDUNGSVERZEICHNIS	
7.2 ELENCO DELLE ILLUSTRAZIONI	50
7.3 ANLAGENVERZEICHNIS	
7.3 ELENCO APPENDICI.....	50
7.4 BIBLIOGRAFIE UND QUELLEN	
7.4 BIBLIOGRAFIA E FONTI	50
7.4.1 Dokumente der Ausschreibungsplanung	
7.4.1 Documenti in ingresso.....	50
7.4.2 Normen und Richtlinien	
7.4.2 Normativa.....	52
7.4.3 Literatur	
7.4.3 Letteratura.....	52
ANHANG 1 – TABELLE DER GEBIRGSARTEN	
APPENDICE 1 - SCHEDE GEOMECCANICHE.....	54
ANHANG 2 – FEM-ANALYSE DER INNENSCHALE	
APPENDICE 2 - ANALISI FEM DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO	65

ANHANG 3 - KENNLINIEN	
APPENDICE 3 - CURVE CARATTERISTICHE	73
ANHANG 4 - BRANDBEMESSUNG	
APPENDICE 4 – ANALISI AL FUOCO	79
ANHANG 5 – ANALYSE DER TÜBBINGEN	
APPENDICE 5 - ANALISI DEL RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE	81

1 EINFÜHRUNG

Der folgende technische Bericht befasst sich mit der Bemessung der Ausbruchsicherung und der Innenschale der Hauptröhren. Diese werden entlang der Strecke von km 32+090 bis km 44+192 (bez. Ostrohr) durch maschinellen Vortrieb mit geschlossener Schild-TBM realisiert [1].

Anschlussbereiche und Querverbindungen sind nicht Gegenstand der folgenden Abhandlung, und werden in separaten technischen Berichten behandelt.

Die in diesem Dokument beschriebene Strecke verläuft durch verschiedene geologische und geomechanische Verhältnisse, die in folgende Rechnungsabschnitte eingeteilt sind: Ortogneis des Zentralgneis, gefaltete und geklüftete Einheiten der unteren und oberen Schieferhülle (mit Gips und Anhydrit), Schiefer der Vizzeschicht (obere Schieferhülle), Antiform des Zillertals, Schiefer mit lokalen Zwischengesteinsvorkommen und ostalpines Kristallin sowie die Castel Pietra Störungszone - Mules. Die Überdeckungen variieren von minimal 600 m bis zu maximal 1600 m.

Aus der oben genannten geologischen und geomechanischen Unterteilung ergibt sich der Ausbruchsquerschnitt welcher GL-MS genannt wird [5] und dessen Radius ohne Übermass 5.14 m beträgt.

Die drei möglichen Regelprofile sind:

- **Einschalig:** Dieses Profil besteht aus der Ausbruchsicherung mit Tübbingern aus C50/60 mit einer Dicke von 45 cm.
- **Zweischalige Auskleidung mit Sohlstein:** Bei diesem Profil besteht die Aussenschale aus 40 cm starken Tübbingern aus C50/60 und einer Innenschale aus Ortbeton C30/37 (Gewölbestärke 40 cm und Sohlstärke 50 cm, beide Werte ohne Toleranzen). Für die Sohle ist ein vorfabrizierter Sohlstein vorgesehen [5]. Die zweischalige Auskleidung mit Sohlstein ist bei den Anschlüssen zwischen den Hauptröhren und den Querverbindungen einzusetzen, die alle 333 m angeordnet sind.
- **Zweischalige Auskleidung, Gewölbe ohne Sohlstein:** Bei diesem Profil besteht die Aussenschale aus 40 cm starken Tübbingern aus C50/60, die Innenschale aus Ortsbeton C30/37 (Gewölbestärke 40 cm und Sohlstärke 160 cm, beide Werte ohne Toleranzen) [7]. Die zweischalige Auskleidung mit Gewölbe ohne

1 INTRODUZIONE

La seguente relazione riporta il dimensionamento del rivestimento di prima fase e del rivestimento definitivo delle Gallerie di Linea, nella tratta scavata con TBM scudata tra le progressive km 32+090 e km 44+192 (rif. Canna Est) [1].

Dal dimensionamento oggetto della seguente relazione sono escluse le zone d'innesto con i cunicoli trasversali, trattate in una separata relazione di calcolo.

La tratta oggetto del presente documento si sviluppa attraverso differenti caratteristiche geologiche e geomeccaniche, riassunte nei seguenti settori di calcolo: ortogneiss dello Gneiss Centrale, unità piegate e a scaglie della Schieferhülle inferiore e superiore (con gessi e anidriti), calcescisti della Falda di Vizze (Schieferhülle superiore), antiforme dello Zillertal, calcescisti con locali intercalazioni di rocce esotiche ed infine cristallino austroalpino e zona di faglia Castel Pietra - Mules. Le coperture variano da un minimo di 600 m ad un massimo di 1600 m.

Dalla sopracitata ripartizione geologica e geomeccanica si desume la sezione di scavo da applicare, denominata GL-MS [5] ed avente raggio pari a 5.14 m escluso extrascavo.

Le sezioni di tipo applicate possibili sono tre:

- **Rivestimento singolo:** esso è costituito dal rivestimento di prima fase in conci di calcestruzzo C50/60, aventi spessore 45 cm.
- **Rivestimento doppio con concio di base:** esso è costituito dal rivestimento di prima fase in conci di calcestruzzo C50/60 dallo spessore di 40 cm e dal rivestimento definitivo C30/37 avente spessore 40 cm in calotta e 50 cm in platea, entrambi i dati al netto delle tolleranze. In platea è previsto un concio di base prefabbricato [5]. Il rivestimento doppio con concio di base viene applicato nella zona degli innesti tra le Gallerie di Linea ed i Cunicoli Trasversali che le collegano, situati ad un intervallo di 333 m.
- **Rivestimento doppio con arco rovescio:** esso è costituito dal rivestimento di prima fase in conci di calcestruzzo C50/60 dallo spessore di 40 cm e dal rivestimento definitivo C30/37 avente spessore 40 cm in calotta e 160 cm in platea, entrambi i dati al netto delle tolleranze [7]. Il rivestimento doppio con arco rovescio viene applicato nelle tratte geologicamente

Sohlstein ist bei geologisch ungünstigsten Bereichen einzusetzen, d.h. im Abschnitt km 35+900 bis km 37+500 und zwischen km 40+300 bis km 43+300. Hier ist Quelldruck zu erwarten.

Im vorliegenden Dokument ist die Bemessung der Ausbruchsicherung und der Innenschale der Hauptröhren beschrieben.

più sfavorevoli, ovvero tra km 35+900-37+500 e tra km 40+300-43+300, a causa della pressione di rigonfiamento prevista.

Nel presente documento è riportato il dimensionamento del rivestimento di prima fase e del rivestimento definitivo delle Gallerie di Linea.

2 MATERIALKENNWERTE

2.1 BETON (TÜBBINGEN)

Für die Bemessung der Tübbinge à 45 cm ist in der Regel ein Beton der Festigkeitsklasse C50/60 mit folgenden Eigenschaften anzunehmen:

$$E_{cm} = 36000 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = 49.8 \text{ MPa}$$

Wobei:

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

2.2 BETON

Für die Bemessung der Innenschale ist in der Regel ein Beton der Festigkeitsklasse C30/37 mit folgenden Eigenschaften anzunehmen:

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

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

Wobei:

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

2.3 BEWEHRUNGSSTAHL

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

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

$$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$$

Wobei:

- $E_s \triangleq$ Elastizitätsmodul
- $f_{yk} \triangleq$ charakteristischer Wert der Streckgrenze des Betonstahls

2 MATERIALI

2.1 CALCESTRUZZO (CONCI PREFABBRICATI)

Per il dimensionamento dei conci prefabbricati di 45cm di spessore si considera un calcestruzzo con classe di resistenza C50/60 con le seguenti caratteristiche:

$$E_{cm} = 36000 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = 49.8 \text{ MPa}$$

Dove:

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

2.2 CALCESTRUZZO

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

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

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

Dove:

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

2.3 ACCIAIO DA ARMATURA

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

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

$$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$$

Dove:

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

3 GEOTECHNISCHES MODELL

3.1 GEOLOGIE UND GEOMECHANIK

Die mit geschlossener Schild-TBM aufgefahrenen Hauptröhren verlaufen zwischen km 32+090 und km 44+192 durch unterschiedliche geologische und geomechanische Verhältnisse, die in den folgenden Dokumenten beschrieben sind:

- Voraussicht Geomechanische- und Projektierungsprofile [3]
- Geomechanischer Bericht – Allgemein [1]

3.1.1 Vorwort

Die geomechanische Einheit des Projekts Brenner Basis Tunnel ist durch die „Gebirgsart“ festgelegt, die aus einer oder mehreren Lithologien besteht.

Anhand der vorkommenden Gebirgsarten und der geomechanischen Analogien werden Homogenbereichen definiert, dargestellt in [2].

Kilometrierung, Überdeckungen und lithologische Zusammensetzungen der Homogenbereichen sind in der folgenden Tabelle gezeigt.

3 MODELLO GEOTECNICO

3.1 GEOLOGIA E GEOMECCANICA

Le Gallerie di Linea, scavate interamente in TBM scudata, si sviluppano tra il km 32+090 ed il km 44+192 (rif. Canna Est) attraverso differenti caratteristiche geologiche e geomeccaniche, descritte nei seguenti documenti:

- Profili geomeccanici di Progetto Esecutivo [3]
- Relazione geomeccanica generale [1]

3.1.1 Premessa

Il “tipo di ammasso roccioso”, che è formato da una o più litologie, costituisce l’unità geomeccanica di base.

In funzione della presenza dei tipi di ammasso roccioso e della loro analogia geomeccanica si identificano delle zone omogenee, chiamate “domini geomeccanici omogenei”, come introdotto in [2].

Il chilometraggio e le coperture relativi ai domini geomeccanici omogenei, così come la loro composizione litologica sono riportati nella seguente tabella.

Domini omogenei	Tipo di ammasso roccioso	Zone initial pk (approx.)	Zone final pk (approx.)	Zone length	Zone max overburden	Zone min overburden	Composizione litologica
		[km]	[km]	[m]	[m]	[m]	[%]
1	GA-ZG-G-1z	32	34.9	2845	1715	1384	95
	GA-ZG-S-1z						5
2	GA-ZG-G-1b	34.9	36	1089	1502	941	85
	GA-ZG-G-1z						10
	GA-ZG-A-1b						5
3	GA-UST-PH-2b	36	36.3	295	1015	937	45
	GA-UST-H-2b						30
	GA-UST-Q-2b						0-5
	GA-UST-R-2b						0-5
4	GA-T-H-2b	36.3	37.3	1035	1006.5	753	40
	GA-T-PH-2b						25
	GA-T-M-2b						20
	GA-T-A-2b						5-10
5	GA-T-R-2b	37.3	38.3	925	886	611.5	5-10
	GA-BS-KS-4b						55
	GA-BS-GM-4b						20
	GA-BS-KPH-4b						15
6	GA-BS-PR-4b	38.3	39.1	880	864	619.5	10
	GA-BS-KS-4c						50
	GA-BS-GM-4c						25
	GA-BS-KPH-4c						15
7	GA-BS-PR-4c	39.1	41	1845	1251	864	10
	GA-BS-GM-5c						35
	GA-BS-KS-5c						35
	GA-BS-KPH-5c						20
	GA-BS-PR-5c						8
8	GA-BS-KQ-5c	41	42	990	1512	1187	2
	GA-T-PH-6						38
	GA-US-PH-6						35
	GA-US-Q-6						25
	GA-T-A-6						1-2
9	GA-T-R-6	42	42.9	860	1605.5	1506.5	0-1
	GA-T-PH-6a						35
	GA-US-Q-6a						30
	GA-US-GM-6a						25
	GA-T-PH-6a						8
	GA-T-A-6a						0-2
10	GA-T-R-6a	42.9	43.8	940	1579	1016	0-2
	GA-BST-KS-8e						50
	GA-BST-KPH-8e						20
	GA-BST-M-8e						3
	GA-T-A-8e						0-2
11	GA-T-R-8e	43.8	44.7	921	1069	905	0-2
	GA-BS-GM-8e						25
12	GA-BST-KS-8f	44.7	44.8	75	1078	1060	100
	GA-BST-KPH-8f						87
	GA-T-R-8f						0-13
13	GA-T-A-8f	44.8	45.1	346	1111.5	1023	0-13
	GA-BCA-A-10g						100
14	GA-BCA-GS-10g	45.1	45.5	390	1199.5	1092	85
	GA-BCA-GS-10g						15
15	GA-BCA-A-10g	45.5	47	1540	1134	590.5	90
	GA-BCA-A-10g						10

Tabelle 1: Kilometrierung, Überdeckung und lithologische Zusammensetzungen der Homogenbereichen

Tabella 1: Chilometraggio, copertura e composizione litologica dei domini geomeccanici omogenei

Im detaillierten geomechanischen Bericht [2] sind die Parameter der Gebirgstypen auf Basis der vorhandenen Parameter, die im generellen geomechanischen Bericht [1] dargestellt sind, weiter bearbeitet worden.

Dabei wird eine statistische Verteilung von den Ausgangswerten RMR und GSI erlaubt, um mehrere geomechanische Klassen zu simulieren. Die Werte von γ_k , $\sigma_{c,k}$, $E_{i,k}$ und $m_{i,k}$ sind also konservativer angesetzt, im Vergleich mit den gemittelten geomechanischen Basisparametern.

Von diesen Resultaten hängt die Zuteilung der geomechanischen Klassen innerhalb der verschiedenen Gebirgstypen ab.

Der intensive Rückzug der tektonischen Einheiten und der Lithologien verursacht die Wiederholung einiger Gebirgsarten, welche sehr ähnliche Charakteristika zeigen.

Folglich werden die Homogenbereiche aus Projektierungszwecken in Bemessungsschnitte unterteilt.

Nella relazione geomeccanica di dettaglio [2] vengono rielaborati i parametri dei tipi di ammasso roccioso partendo dai parametri geomeccanici di base riportati nella Relazione geomeccanica generale [1].

In questa sede i valori di RMR e GSI di base vengono ridistribuiti in modo statistico al fine di simulare più classi geomeccaniche, e fornendo per γ_k , $\sigma_{c,k}$, $E_{i,k}$ ed $m_{i,k}$ dei valori più conservativi rispetto al valor medio dei parametri geomeccanici di base.

Da questi risultati dipende l'assegnazione delle classi geomeccaniche all'interno dei diversi ammassi.

Il ripetersi delle unità tettoniche e delle litologie correlate lungo il tracciato fa sì che alcuni domini omogenei presentino caratteristiche molto simili.

Di conseguenza, ai fini della progettazione, i domini geomeccanici omogenei vengono ulteriormente raggruppati in sei settori di calcolo.

Bemessungsschnitte / Settori di calcolo	Kilometrierung Oströhre von (km) / Progressiva Galleria principale canna est - (km)	Bis (km) /a (km)	Schnittlänge (km) / Lunghezza tratta (km)	Tektonische Einheiten / Unità tettoniche
OB-6-ZG	32+000	35+990	3+990	Subpennisches Basament (Zentralgneis und altes Dach). / Basamento Subpennidico
OB-5-UST	35+990	37+320	1+330	Untere Schieferhülle / Schieferhülle inf.
OB-4-BS	37+320	40+970	3+650	Obere Schieferhülle (Pfitscherdecke) / Schieferhülle sup. (Falda di Vizze)
OB-3-US	40+970	43+200	2+230	Untere Schieferhülle - Obere Schieferhülle (Pfitscherdecke und basis Glocknerdecke) / Schieferhülle inf.- Schieferhülle sup. (Falda di Vizze e base falda del Glockner)
OB-2-BST	43+200	45+105	1+905	Obere Schieferhülle (Glocknerdecke) / Schieferhülle superiore (Falda del Glockner)
OB-1-BCA	45+105	47+025	1+920	Ostalpin / Austroalpino

Tabelle 2: Einteilung der Bemessungsschnitte

Tabella 2: Caratterizzazione dei settori di calcolo [2]

Für jeden Bemessungsschnitt werden die massgebenden Parameter anhand des Gebirgstyps mit den schwierigsten Verhältnissen und der maximalen Überdeckung definiert. Von dieser Definition sind Rauhwacken, Kreide und Störzonen ausgeschlossen.

Die Anwendung der Lithologien mit Rauhwacken, Kreide und Störzonen für die Definition der massgebenden Parameter wäre im Ansatz viel zu konservativ und nicht repräsentativ für den ganzen Bemessungsabschnitt. Die Durchquerungen sind

Per ogni settore di calcolo vengono stabiliti i parametri rappresentativi prendendo come riferimento il tipo di ammasso con caratteristiche geomeccaniche peggiori, escludendo carnirole, gessi e faglie, ed in base alle coperture ivi presenti.

L'attraversamento delle litologie con carnirole, gessi e le zone di faglia, che imporrebbero l'uso di parametri non rappresentativi e troppo conservativi lungo le tratte, viene descritto separatamente nella relazione interventi speciali.

separat im Bericht zur Störzonenbewältigung beschrieben.

Auf der Basis der Wahl der massgebenden Gebirgsparameter werden die charakteristischen Widerstands- und Verformungsparameter der Gebirgstypen für die entsprechenden Bemessungsschnitte bestimmt. Diese Parameter werden in der Folge für die Gebirgsanalyse (Kapitel 4), für die Analyse der Ausbruchsicherung (Kapitel 5) und für die Analyse der Innenschale (Kapitel 6) angewendet.

In base a questa scelta verranno quindi adottati i valori caratteristici dei parametri di resistenza e deformabilità dei corrispettivi tipi di ammasso roccioso per le analisi dell'ammasso roccioso (capitolo 4), del rivestimento di prima fase (capitolo 5) e del rivestimento definitivo (capitolo 6).

settori di calcolo	chilometraggio	peculiarità
OB6	34.3	granito, copertura massima, tratta omogenea
OB5	36	scisti di anidrite, pressione di rigonfiamento
OB4	40.2	complesso dei calcescisti, convergenze elevate
OB3	42	scisti di anidrite, pressione di rigonfiamento
OB2	44	complesso dei calcescisti, tratta omogenea

Tabelle 3: Massgebende Kilometrierung und Besonderheiten der Bemessungsschnitte

Die Gebirgsanalysen bei den massgebenden Kilometrierungen sind entscheidend für die Definition der Regelprofile und der Sondermassnahmen entlang der Projektierungsstrecke.

Insbesondere wird auf die Ausbruchsicherung des Bauwerks verwiesen: Die Aussenschale wird mit möglichst homogenen Tübbingtypen entlang der ganzen Tunnelstrecke ausgeführt. Deren Dimensionierung sollte also allseits gültig sein.

Die Wichtigkeit der Charakterisierung der Bemessungsschnitte liegt in der Lokalisierung der kritischen Zonen, bei welchen Sondermassnahmen angewendet werden müssen, damit vorgängig geeignete geomechanische Verhältnisse zum Tübbingeinbau eingestellt werden können.

3.1.2 Geomechanische Parameter

Die Werte der Widerstands- und Verformungsparameter der Gebirgstypen, entsprechend der massgebenden Kilometrierung, sind in der folgenden Tabelle gezeigt [1].

Diese Werte werden für die Analyse des Gebirgsverhaltens (Kapitel 4), der Ausbruchsicherung (Kapitel 5) und der Innenschale (Kapitel 6) angewendet.

Tabella 3: Chilometraggi rappresentativi dei settori di calcolo e loro peculiarità

Le analisi eseguite ai chilometri rappresentativi dei settori di calcolo si rivelano decisive per la determinazione delle sezioni tipo applicate e delle misure di consolidamento da usare lungo le tratte d'interesse.

In particolare si fa riferimento al rivestimento di prima fase: in quanto esso viene eseguito con conci possibilmente uguali lungo tutto lo sviluppo del tunnel, il loro dimensionamento deve essere universalmente valido.

L'importanza della caratterizzazione dei settori di calcolo si rivela anche nella localizzazione delle zone critiche, ove verranno adottati degli interventi speciali al fine di ottenere delle condizioni geomeccaniche idonee per l'applicazione del concio.

3.1.2 Parametri geomeccanici

I valori caratteristici dei parametri di resistenza e deformabilità dei tipi di ammasso roccioso corrispondenti ai chilometraggi rappresentativi dei settori di calcolo sono riportati nella seguente tabella [1].

Questi valori verranno applicati per le analisi del comportamento dell'ammasso roccioso (capitolo 4), del rivestimento di prima fase (capitolo 5) e del rivestimento definitivo (capitolo 6).

settori di calcolo		OB6	OB5	OB4	OB3	OB2
chilometraggio		K34.3	K36	K39.1	K40.2	K42
tipo di ammasso rocc.		GA-ZG-S-1z	GA-T-PH-2b	GA-BS-KPH-5c	GA-BST-KS-8f	GA-US-PH-6a
γ	[kN/m ³]	27.7	27	27	27	27
E	[GPa]	30	6.3	5.5	5.5	6
K	[GPa]	25	5.25	4.58	4.58	5
G	[GPa]	11.5	2.42	2.12	2.12	2.31
C _{Hmin}	[MPa]	1.8	1.9	1.7	2	2.5
C _{Hmax}	[MPa]	2.4	2.3	2.1	2.3	2.5
ϕ_{Hmin}	[°]	26	33	27	30	24
ϕ_{Hmax}	[°]	23	30	24	28	24
ν	[MPa]	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
k _{0,min}	[-]	0.5	0.8	0.8	0.8	0.7
k _{0,max}	[-]	0.8	1.3	1.3	1	0.9
Z _{max}	[m]	1490	1010	1250	1110	1610

Tabelle 4: Caratteristiche di resistenza e un parametro di deformazione per un settore di calcolo [1]

Tabella 4: Valori caratteristici dei parametri di resistenza e deformabilità delle litologie corrispondenti ai chilometraggi rappresentativi dei settori di calcolo [1]

3.2 TRENFLÄCHENORIENTIERUNG

Auf der Basis der in der Regelplanung verfügbaren Daten wurden folgende Trennflächen berücksichtigt [2].

3.2 ORIENTAMENTO DELLE DISCONTINUITÀ

Sulla base dei dati disponibili dalla progettazione di sistema [2] sono state considerate le discontinuità riportate di seguito.

Famiglie di discontinuità	Immersione [°]	Inclinazione [°]	Persistenza max. [m]
<u>GA-BST-KS-8e, GA-BST-KPH-8e</u>			
S	350	70	3-10
J1	180	70	<1
J2	85	80	1-3
J3	320	80	1-3
J4	220	80	1-3
<u>GA-BST-KS-8f</u>			
S	355	60	3-10
J1	285	85	<1
J2	110	75	1<
J3	50	65	3-10

Tabelle 5: Trennflächenorientierung im Bemessungsabschnitt OB2

Tabella 5: Giacitura delle discontinuità nel settore OB2

Famiglie di discontinuità	Immersione [°]	Inclinazione [°]	Persistenza max. [m]
<u>GA-T-PH-6, GA-US-PH-6</u>			
S	310	25	3-10
J1	180	85	1-3
J2	80	85	<1
J3	265	70	<1
J4	50	80	1-3
<u>GA-T-PH-6a, GA-US-Q-6a</u>			
S	350	80	3-10
J1	180	85	1-3
J2	80	85	<1
J3	235	70	<1
J4	50	80	1-3

Tabelle 6: Trennflächenorientierung im Bemessungsabschnitt OB3

Tabella 6: Giacitura delle discontinuità nel settore OB3

Famiglie di discontinuità	Immersione [°]	Inclinazione [°]	Persistenza max. [m]
GA-BS-KS-4b, GA-BS-GM-4b			
S	170	85	1-3
J1	185	60	1-3
J2	80	85	1-3
J3	100	40	1-3
J4	50	75	1-3
J5	265	20	3-10
GA-BS-KS-4c, GA-BS-GM-4c			
S	345	60	3-10
J1	350	80	1-3
J2	85	80	1-3
J3	250	75	1-3
J4	345	5	<1
GA-BS-GM-5c, GA-BS-KS-5c			
S	350	40	1-3
J1	10	80	1-3
J2	260	70	1-3
J3	90	70	1-3
J4	230	80	3-10
J5	30	0	<1

Tabelle 7: Trennflächenorientierung im Bemessungsabschnitt OB4

Tabella 7: Giacitura delle discontinuità nel settore OB4

Famiglie di discontinuità	Immersione [°]	Inclinazione [°]	Persistenza max. [m]
GA-UST-PH-2b, GA-T-PH-2b			
S	175	80	1-3
J1	360	80	1-3
J2	90	85	3-10
J3	325	70	<1
J4	215	85	<1
GA-UST-H-2b, GA-T-H-2b			
nessun dato/keine Angaben			

Tabelle 8: Trennflächenorientierung im Bemessungsabschnitt OB5

Tabella 8: Giacitura delle discontinuità nel settore OB5

Famiglie di discontinuità	Immersione [°]	Inclinazione [°]	Persistenza max. [m]
GA-ZG-G-1z			
S	160	80	1-3
J1	85	85	1-3
J2	325	70	1-3
J3	50	80	1-3
GA-ZG-G-1b			
S	180	80	1-3
J1	160	80	1-3
J2	85	85	1-3
J3	325	70	1-3
J4	50	80	1-3

Tabelle 9: Trennflächenorientierung im Bemessungsabschnitt OB6

Tabella 9: Giacitura delle discontinuità nel settore OB6

3.3 TRENFLÄCHENPARAMETER

Analog zum Bericht [2] werden die folgenden Scherparameter auf Trennflächen berücksichtigt, die auch die ungünstigsten Trennflächenbedingungen in Betracht ziehen (ebene glatte Harnischflächen, Chloritisierung, tonige Füllungen in Anwesenheit von Wasser, usw.):

- $\Phi = 20^\circ$
- $c = 0 \text{ MPa}$.

3.3 PARAMETRI DELLE DISCONTINUITÀ

Analogamente al Rapporto [2], si adottano parametri conservativi per tenere in considerazione eventuali condizioni sfavorevoli delle discontinuità (superfici planari e lisce, riempimenti argillosi e presenza d'acqua, ecc.):

- $\Phi_k = 20^\circ$
- $c_k = 0 \text{ MPa}$.

4 METHODIK ZUR ERMITTLUNG DER GEBIRGSLAST

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

- Bei spannungsdominiertem Gebirgsverhalten werden die Gebirgslasten durch numerische Modellierung der Interaktion zwischen Gebirge und Ausbau ermittelt.
- Bei trennflächendominiertem Gebirgsverhalten ergeben sich die Gebirgslasten in erster Linie aus Blockanalysen [9].

Sofern seitens BBT SE keine konkreten Vorgaben vorliegen, wird empfohlen, zur Einschätzung des Gebirgsverhaltens und zur Differenzierung zwischen den beiden Gebirgsverhalten eine Einschätzung der Druckhaftigkeit nach Kennlinienverfahren anzuwenden.

4.1 ABSCHÄTZUNG DES GEBIRGSVERHALTENS

Für die Abschätzung des analysierten Gebirgsverhaltens wurden die Dokumente [2] und [3] in Betracht gezogen.

Im Anhang 1 sind die Tabellen der Gebirgsarten dargestellt [2].

Aufgrund der Ergebnisse des Ausbruches wird das Phänomen noch konkreter bewertet und eventuell weitere Einflüsse auf die Ausbuhsicherung und auf die Innenschale berücksichtigt.

4.2 KENNLINIEN-ANALYSE

Das geomechanische Gebirgsverhalten wurde mit Hilfe einer Spannungs-Dehnungsanalyse untersucht. Die angewendete Methode ist die Kennlinien-Analyse.

Die Kennlinienanalyse definiert das Verhältnis zwischen dem auf das Profil einwirkenden Radialdruck und der entsprechenden radialen Verschiebung (Konvergenz).

Die Kenntnis dieser Konvergenz ist einerseits in der Projektierungsphase für die Bemessungsgrösse des Gebirgsdrucks auf die Tunnelschalen sehr wichtig, andererseits spielt sie eine entscheidende Rolle unter dem rein geometrischen Gesichtspunkt des TBM-Ausbruches.

Für die Ausführung der Kennlinien ist das konstitutive Modell „elastisch-perfekt plastisch“ angenommen worden, gemäss den Mohr-Coulomb Bruchbedingungen. Der Ausbruch wird

4 COMPORTAMENTO DELLA ROCCIA

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

- in caso di comportamenti dell'ammasso di tipo spingente, i carichi si calcolano tramite modellazione numerica dell'interazione fra ammasso e rivestimento.
- in caso di ammasso altamente fratturato, i carichi si calcolano mediante l'analisi dei blocchi [9].

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

4.1 VALUTAZIONE DEL COMPORTAMENTO DELLA ROCCIA

Per la valutazione del comportamento dell'ammasso roccioso in esame sono stati presi in considerazione i documenti [2] e [3].

Nell'Appendice 1 sono riportate le schede geomeccaniche per gli ammassi [2].

Sulla base del riscontro dello scavo verrà valutato il fenomeno e saranno considerati eventuali influssi sul rivestimento di prima fase e definitivo.

4.2 ANALISI DELLE LINEE CARATTERISTICHE

Il comportamento geomeccanico della roccia è stato studiato con un'analisi tensio-deformativa, il metodo utilizzato è quello delle Linee Caratteristiche.

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

L'importanza della cognizione di queste convergenze ha un ruolo fondamentale, non solo nella fase di progetto dei rivestimenti in ambito delle pressioni esercitate dall'ammasso sulle opere, ma anche da un punto di vista puramente geometrico dello scavo e della TBM.

In questa sede tali linee sono state tracciate assumendo un modello costitutivo elasto-perfettamente plastico secondo il

also im isotropisch-homogenen Material ($K_0 = 1.0$) angenommen, in trockenem Gebirge.

Die Modellierung wurde mit der Software FLAC V7.0.417 ausgeführt, wobei die Belastungsgeschichte und die Spannungs-Dehnungsverläufe des Gebirges in einer zweidimensionalen Umgebung verfolgt werden können.

Für die Haupttunnel wurde die Analyse für verschiedene geomechanische Parameter wiederholt und deren Resultate untersucht. Die Parameter entsprechen den Gebirgsverhältnissen bei km 34+300, 36+000, 39+100, 40+200 und 42+000, welche den Bemessungsschnitten OB6, OB5, OB4, OB3 und OB2 entsprechen. Die Parameter sind in folgender Tabelle dargestellt.

		OB6	OB5	OB4	OB3	OB2
		K34.3	K36	K39.1	K40.2	K42
		GA-ZG-S-1z	GA-T-PH-2b	GA-BS-KPH-5c	GA-BST-KS-8f	GA-US-PH-6a
γ	[kN/m ³]	27.7	27	27	27	27
E	[GPa]	30	6.3	5.5	5.5	6
K	[GPa]	25	5.25	4.58	4.58	5
G	[GPa]	11.5	2.42	2.12	2.12	2.31
c_{Hmin}	[MPa]	1.8	1.9	1.7	2	2.5
ϕ_{Hmax}	[°]	23	30	24	28	24
ν	[MPa]	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
$K_{0,min}$	[-]	0.5	0.8	0.8	0.8	0.7
Z_{max}	[m]	1490	1010	1250	1110	1610

Tabelle 10: Parameter für die Kennlinien-Analyse

criterio di resistenza di Mohr-Coulomb. Lo scavo viene quindi presupposto in materiale isotropico omogeneo ($K_0 = 1.0$), in condizioni di roccia asciutta.

La modellazione è stata eseguita mediante il programma alle differenze finite FLAC V7.0.417, che consente di seguire la storia di carico ed il comportamento tensio-deformativo dell'ammasso roccioso in un ambiente bidimensionale.

Per le Gallerie di Linea sono stati analizzati i risultati per i parametri geomeccanici ai km 34+300, 36+000, 39+100, 40+200 e 42+000, corrispondenti ai settori di calcolo OB6, OB5, OB4, OB3 e OB2, e riassunti nella seguente tabella.

Tabella 10: Parametri utilizzati per l'analisi delle linee caratteristiche

Wobei:

- γ ist der Eigengewicht des Gebirges
- E, K und G sind das Elastizitäts-, Kompressions- und Schubmodul
- c ist die Kohäsion
- ϕ ist der Reibungswinkel
- ν ist die Poissons Zahl
- K_0 Erddruckbeiwert.

Dove:

- γ è il peso di volume naturale dell'ammasso roccioso
- E, K e G sono i moduli di deformazione, di compressibilità e di taglio
- c è la coesione
- ϕ è l'angolo d'attrito
- ν è il coefficiente di Poisson
- K_0 è il rapporto tra pressione orizzontale e verticale.

4.2.1 Spannungs-Dehnungsanalyse

Das Spannungs-Dehnungsverhalten des Ausbruches ergibt sich aus der Analyse der folgenden Kurven:

- Konvergenz – Abstand von Ortsbrust
- Radiale Spannung – Konvergenz

Beide Kurven werden benötigt, um den Gebirgsdruck am Profilrand zu bestimmen. Man nimmt an, dass die Tübbinge in einer gewissen Entfernung L vor der Ortsbrust eingebaut werden, wie die nächste Abbildung zeigt.

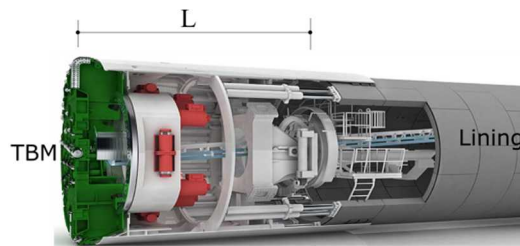


Abbildung 1: Schematische Darstellung der TBM

4.2.1 Analisi tensio-deformativa

La risposta tensio-deformativa dello scavo è stata analizzata col metodo convergenza-confinamento, che prevede lo studio delle seguenti curve:

- Convergenza – Distanza al Fronte
- Pressione Radiale – Convergenza

Entrambe le curve vengono utilizzate per determinare la pressione indotta al cavo dall'ammasso. Dapprima si assume che i conci vengano installati ad una distanza L dal fronte di scavo, come illustrato.

Figura 1: Schema della TBM

Bei dieser Entfernung erfährt das Profil eine Verformung δ_L , die der ersten Kurve „Konvergenz – Abstand von Ortsbrust“ zugewiesen wird (blaue Linie in untenstehender Abbildung) ①.

Die gleiche Verformung δ_L auf der roten Linie „Radiale Spannung – Konvergenz“ ② entspricht dem einwirkenden Gebirgsdruck. Er wird als prozentualer Anteil des anfänglichen „initial stress“ Wertes abgelesen (siehe Abbildung 2 / ③). Der Prozentwert der anfänglichen Gebirgsdruckspannung ist umgekehrt proportional zur Relaxation des Gebirges.

In der folgenden Abbildung sind die beiden Kurven dargestellt.

A questa distanza dal fronte il cavo subisce una deformazione δ_L , riportata nella prima curva “Convergenza – Distanza dal fronte” (linea blu nella seguente figura) ①.

Riportando la deformazione δ_L sulla curva “Pressione radiale – Convergenza” (curva rossa) ②, ne si deduce la pressione esercitata dall'ammasso, espressa in percentuale della pressione iniziale ③. Essa è inversamente proporzionale al rilassamento degli sforzi dell'ammasso.

Nella seguente figura sono rappresentate contemporaneamente le curve.

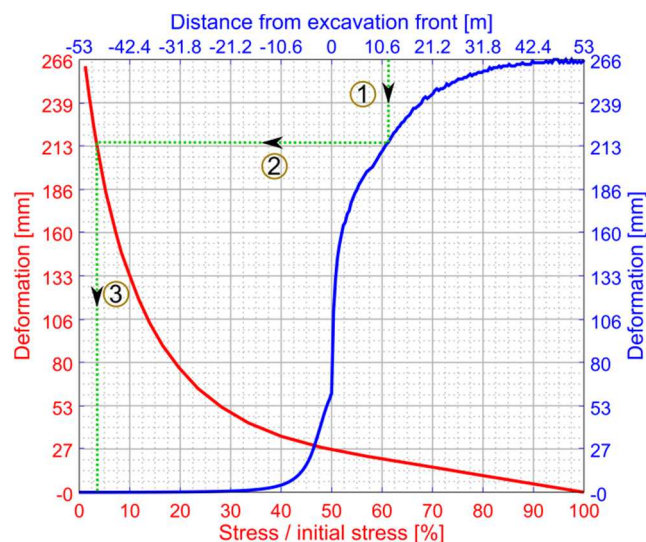


Abbildung 2: Kennlinien

Figura 2: Linee caratteristiche

Folgende Tabelle fasst die geometrischen Parameter zusammen.

Nella tabella seguente sono riassunti i parametri geometrici.

	K34.3	K36	K39.1	K40.2	K42
Interstizio tra scavo ed estradosso conci [mm]	150	150	150	250	250
Raggio di scavo – GL [m]	5.235	5.235	5.235	5.335	5.335

Tabelle 11: Geometrische Parameter

Tabella 11: Parametri geometrici

Die geometrischen Parameter werden mit Bezug auf die technischen Vertragsbedingungen des maschinellen Vortriebs [13] gewählt, welche einen Ausbruchradius von 5.335 m und einen Aussenradius des Tübbingsring gleich 5.085 m vorsehen. Vom Ausbruchradius werden noch 10 cm abgezogen, welche durch die Ausweitung der Kronencutter verursacht werden. Der Ausbruchradius ergibt sich somit zu 5.235 m.

I parametri geometrici sono stati scelti in base alle disposizioni tecniche di contratto sui lavori di scavo con TBM in sotterraneo [13], le quali prevedono un raggio dell'estradosso dei conci pari a 5.085 m ed un raggio di scavo pari ad un massimo di 5.335 m. Sottraendone 10 cm di possibile extrascavo realizzato grazie ai cutters di corona, il raggio di scavo risulta 5.235 m.

In der ersten Analyse wurde die Eignung der Abmessungen mit einem Ausbruchradius von 5.235 m und Zwischenspalte von 150 mm nachgeprüft. Diese Werte erfüllen die beim K34.3, K36 und K39.1 erwarteten absoluten Verformungen.

In una prima fase delle analisi è stata verificata l'idoneità delle misure considerando un raggio di scavo pari a 5.235 m, con un interstizio pari a 150 mm. Questo valore soddisfa le deformazioni assolute della roccia ai chilometri K34.3, K36 e K39.1, come in seguito reperibile.

Bei K40.2 und K42 sind grössere absolute Verformungen erwartet, und deswegen werden die Analysen mit einem Ausbruchradius von 5.335 m und Zwischenspalte von 250 mm ausgeführt.

Per i chilometri K40.2 e K42, dove si aspettano deformazioni assolute più elevate, le analisi si sono condotte con un raggio di scavo più esteso pari a 5.335 m, realizzati con i cutters di corona, ed un interstizio pari a 250 mm.

Bemerkungen:

- Die Ausweitung des Ausbruchradiuses wird durch die Verschiebung der Kronencutter aus ihrer Basisposition, gemäss nächster Abbildung erzeugt.

Osservazioni:

L'allargamento del raggio di scavo è ricavato grazie all'estensione dei cutters di corona a partire dalla loro base, come illustrato nella seguente figura.

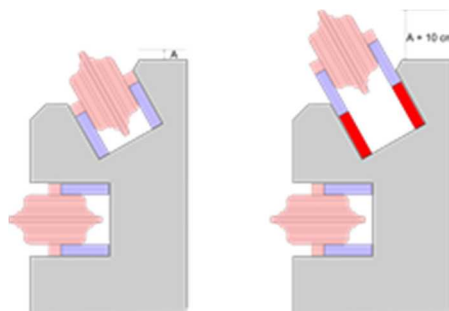


Abbildung 3: Verschiebungsmechanismus der Kronencutter

Figura 3: Estensione dei cutters di corona

- Die in der ersten Analyse gewählten Parameter wurden im Bezug auf das Gebirgsverhalten bei den massgebenden Kilometern angenommen. Dabei wurden die Verformungen nach dem Ausbruch besonders berücksichtigt.
- Der Parameter, welcher für die Grösse der Gebirgslast massgebend ist, ist die relative
- I parametri scelti per la prima fase delle analisi sono coerenti al comportamento della roccia ai chilometri rappresentativi, con particolare interesse alle deformazioni a tergo dello scavo.
- Il valore del carico dell'ammasso determinante è dato dalla deformazione relativa dell'ammasso. Questa è

Gebirgsverformung. Diese resultiert aus der absoluten Verformung abzüglich der Verformung an der Ortsbrust.

calcolata sottraendo alle deformazioni assolute le deformazioni al fronte di scavo.

4.2.1.1 Annahmen

- Das Material ist isotropisch, der anfängliche Gebirgsdruck ist gleich $\sigma_v = \sigma_h = \gamma \cdot z$
- Die Profilkonvergenz ist also einzig vom Gebirgsdruck und dementsprechend der Relaxation verursacht.
- Die Spannungsrelaxation ab dem Anfangswert erfolgt in 50 Schritten, gemäss folgender Gleichung:

$$rel_{factor} = e^{\left(\frac{\ln(rel_{total})}{steps}\right)} = e^{\left(\frac{\ln(0.001)}{50}\right)} = 0.871$$

Beim Einbau der Tübbinge beträgt die Relaxation 0.1% des Anfangszustandes. Bei vollständiger Relaxation wird also eine Belastung der Tübbinge von 99.9% der Anfangsspannung akzeptiert. Der daraus resultierende Spannungsabbau pro Schritt entspricht 87.1% des Vorherigen.

- Für jeden Schritt wird ein maximaler Fehler von 0.1% toleriert, um das Gleichgewicht zu erreichen.
 - Dort wo die Konvergenz kleiner ist als der Abstand zwischen Ausbruch und der Aussenkante der Tübbinge, ist die Spannungsübertragung vom Gebirge zur Ausbruchsicherung theoretisch null. Dennoch wird dieser Wert konservativ mit 1.5% der Anfangsspannung angenommen.
- Die Analyse berücksichtigt keine Interaktion zwischen den verschiedenen nebeneinander stehenden Tunnelausbrüchen.
- Die im Kapitel 4.2.1.2 gezeigten Ergebnisse numerischer Berechnungen zeigen zum Teil deutlich grössere Radialverschiebungen als aus der Anwendung von analytischen Ansätzen zu erwarten wäre. Dies kommt daher, dass eine Parameterstudie zum Randabstand des Modells gezeigt hat, dass die Radialverschiebungen erst bei grossen Randabständen gegen einen Endwert konvergieren (ab einem Randabstand von ca. 20 x R).
 - Im Vergleich zu analytischen Ansätzen sind die gezeigten Ergebnisse als konservativ zu bewerten.

4.2.1.1 Assunzioni

- Il materiale è considerato isotropico, la pressione iniziale esercitata dall'ammasso è quindi pari a $\sigma_v = \sigma_h = \gamma \cdot z$
- La convergenza del tunnel viene qui assunta come conseguenza dovuta unicamente dalla pressione dell'ammasso in seguito al corrispettivo rilassamento.
- Il rilassamento della pressione è stato eseguito in 50 step a partire dallo stato iniziale, secondo la seguente equazione:

Il rilassamento totale desiderato è assunto pari al 0.1% dello stato iniziale, che equivale ad un completamento del rilassamento al 99.9% della pressione rispetto allo stato iniziale. Ne risulta quindi un abbattimento della pressione corrispondente all'87.1% dello step precedente.

- Ad ogni step si ottiene un equilibrio tollerando un massimo errore dello 0.1%.
- Nel caso in cui la convergenza risulti minore dell'interstizio tra lo scavo e l'estradosso del rivestimento di prima fase, il carico trasferito dall'ammasso al rivestimento sarà teoricamente nullo. Ciononostante, in via cautelativa, esso verrà assunto pari ad un massimo del 1.5% della pressione iniziale.
- Nell'analisi non viene considerata nessuna interazione dovuta all'affiancamento di molteplici scavi.
- I risultati ottenuti dal calcolo numerico e riportati nel capitolo 4.2.1.2 mostrano in taluni casi delle deformazioni radiali maggiori rispetto a quanto sarebbe scaturito dall'applicazione del calcolo analitico. Questo è dato dal modello dello studio parametrico relativo al contorno di scavo. Lo studio ha dimostrato una convergenza degli spostamenti radiali soltanto a grandi distanze dal contorno del cavo (distanza di circa 20xR).
- Rispetto all'approccio analitico i risultati che ne derivano sono da considerarsi più cautelativi.

4.2.1.2 Resultate

Im Anhang 3 sind folgende Resultate zu finden:

- GRC Kurven mit entsprechenden Deformationsprofilen
- Longitudinale und radiale Deformation
- Abwicklung der plastischen Zonen

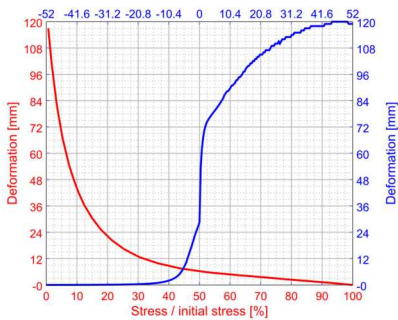
In den folgenden Abbildungen sind die Kurven für km K34.3, K36, K39.1, K40.2 und K42 dargestellt:

4.2.1.2 Risultati

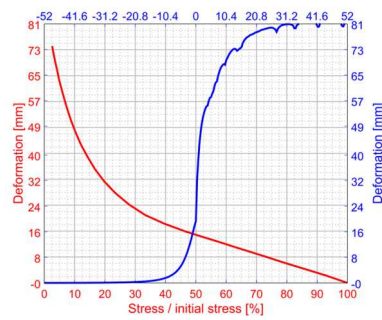
In Appendice 3 si trovano i risultati per:

- Curve GRC combinate con il corrispondente profilo di deformazione
- Deformazione longitudinale e radiale
- Sviluppo delle zone plastiche

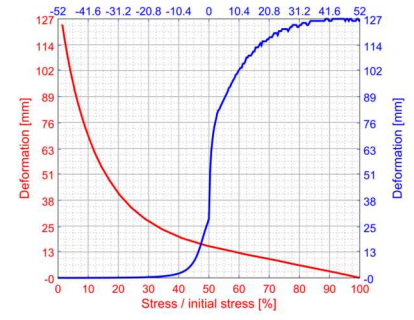
Nella seguente figura sono riportate le curve per i chilometri K34.3, K36, K39.1, K40.2 e K42:



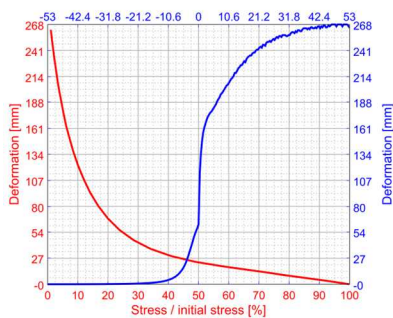
K34.3



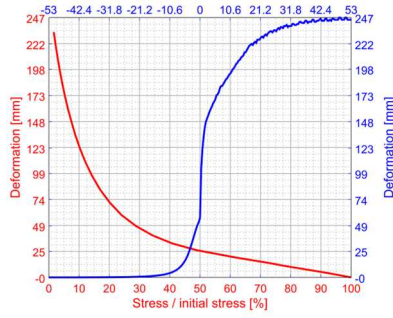
K36



K39.1



K40.2



K42

Abbildung 4: Resultate der Kennlinien-Analyse für km 34.3, 36, 39.1, 40.2 und 42

Figura 4: Risultati dell'analisi delle linee caratteristiche per i km. 34.3, 36, 39.1, 40.2 e 42

Bei jeder GRC (rote Linie) ist ein linearer Verlauf bis zu ca. 50% der Relaxation erkennbar, was einem elastischen Systemverhalten entspricht. Daraus folgt die Erstreckung der plastischen Zone aus der Konvergenz – Abstand von der Ortsbrust Kurve.

In tutte le GRC (curva rossa) si nota un andamento lineare fino circa al 50% del rilassamento, che corrisponde al comportamento elastico del sistema. Di conseguenza ne si deduce l'estensione della zona plastica dalla curva Convergenza – Distanza al Fronte.

Die Fläche der plastischen Zone ist in Radialrichtung konzentrisch und weitgehend unregelmässig in Längsrichtung. Sie entspricht einem Radius bei 85.5% der Relaxation und ist am Schluss der Relaxation etwa doppelt so gross wie am Anfang.

L'area della zona plastica, concentrica in direzione radiale ma piuttosto incostante lungo l'asse del cunicolo, è pari ad 1 raggio all'85.5% del rilassamento, e circa il doppio del raggio a rilassamento completato.

In untenstehender Tabelle gelten folgende Bezeichnungen:

Nella seguente tabella sono riportate le seguenti denominazioni:

- δ_{max} ist die maximale Gebirgsverformung bezogen auf einen unendlichen Zeitpunkt, bei welchem die Relaxation abgeschlossen ist, ohne dass eine

- δ_{max} corrisponde alla deformazione della roccia a tempo infinito, quindi a rilassamento completato, e senza installazione dei concii

Verkleidung installiert wurde.

- $\delta_{@0}$ ist die Vorverformung an der Ortsbrust.
 - δ_{rel} ist die relative Verformung $\delta_{@max} - \delta_{@0}$. δ_{rel} muss immer kleiner sein als der zur Verfügung stehende Verformungsraum.
 - $\delta_{@lining}$ bezieht sich auf den Zeitpunkt, bei welchem die Verkleidung 12 m von der Ortsbrust entfernt installiert ist.
- $\delta_{@0}$ è la deformazione al fronte di scavo
 - δ_{rel} è la deformazione relativa $\delta_{@max} - \delta_{@0}$. δ_{rel} deve risultare sempre minore all'interstizio tra il profilo di scavo e l'estradosso dei conci.
 - $\delta_{@lining}$ è la deformazione al punto di installazione dei conci, ovvero a 12 m dal fronte di scavo.

Es werden die Konvergenzen pro Homogenbereich zusammen gefasst.

Le convergenze sono determinate per ogni dominio geomeccanico omogeneo.

	K34.3	K36	K39.1	K40.2	K42
δ_{max} [mm]	119	78	125	265	240
$\delta_{@lining}$ [mm]	94	73	108	217	204
$\delta_{@0}$ [mm]	55	32	51	107	99
δ_{rel} [mm]	64	46	74	158	141
Interstizio tra il profilo di scavo e l'estradosso dei conci [mm]	150	150	150	250	250

Tabelle 12: maximale Verformungen

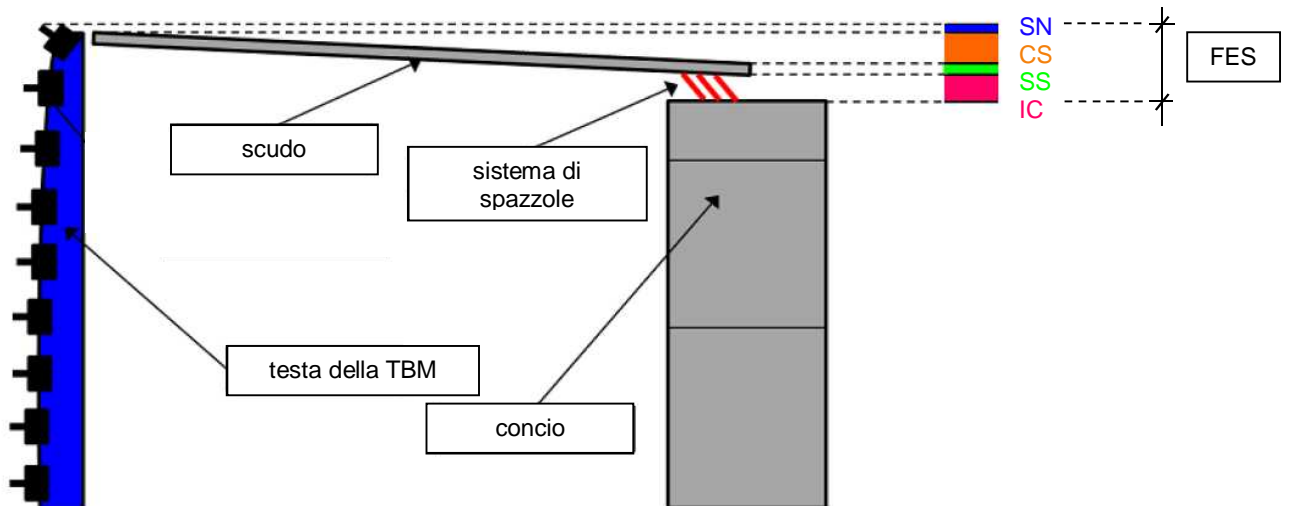
Tabella 12: Deformazioni e tolleranze della macchina

Wie oben gezeigt, sind die Relativverschiebungen δ_{rel} von der Ortsbrust aus gerechnet in jedem Fall kleiner als der Ringspalt FES. Daraus folgt, dass aus der Gebirgsverformung keine Lasten auf die Tübbinge zu erwarten sind und die TBM nicht verklemmt.

Come riportato nella Tabella 12 le deformazioni radiali relative δ_{rel} risultano inferiori all'interstizio tra l'ammasso roccioso e l'anello in conci prefabbricati. Ciò significa che i conci prefabbricati non subiscono carichi d'ammasso e che lo scudo della TBM non viene bloccato dalle deformazioni.

Vom Einbau der Tübbinge bis zum Endzustand sind noch Restverschiebungen zu erwarten ($\delta_{max} - \delta_{@lining}$). Diese wirken auf den eingeblasenen Perlkies geringer Steifigkeit und können trotzdem noch geringe Lasten auf die Tübbinge übertragen. Aus diesem Grund wird für die Dimensionierung konservativ eine Gebirgslast von 1.5% angesetzt.

In seguito al montaggio dell'anello di conci prefabbricati sono da prevedere ancora delle deformazioni ($\delta_{max} - \delta_{@lining}$). Queste agiscono sul Pea-gravel e possono quindi trasmettere il carico dall'ammasso al rivestimento di prima fase. Il carico risultante assunto e considerato per il dimensionamento dei conci prefabbricati è pari a 1.5% della pressione iniziale.



Legende:
 SN Sovrascavo (scavo nuove opere)
 CS Conicità scudo
 SS Spessore scudo
 SC Interspazio coda TBM
 FES Fessura estradosso concio - scavo

Abbildung 5: Schematische Darstellung der geometrischen TBM-Verhältnisse

Figura 5: Schema degli spessori geometrici della TBM

Die Auswirkungen, die hinter der TBM auf die Verkleidung resultieren, sind:

Le azioni esercitate a tergo della TBM sul lining risultano:

	K34.3	K36	K39.1	K40.2	K42
Forze assiali [kN]	4363	880	1258	1267	2094
Momenti flettenti [kNm]	3.3	2.7	2.5	3.9	9.6

Tabelle 13: Auswirkungen auf die Verkleidung, die durch das Gebirge verursacht werden

Tabella 13: Pressioni sul lining dovute dall'ammasso sul lining

Das Berechnungsverfahren ist im Anhang 3 zu sehen.

La procedura di calcolo può essere seguita in Appendice 3.

Die Tabellenwerte werden für die Dimensionierung der Tübbinge im nächsten Kapitel angewendet.

Questi valori sono stati utilizzati per il dimensionamento del rivestimento di prima fase in conci che segue nel capitolo 5.

Dank der verwendeten Methode ist der Kurvenverlauf regelmässig. Daraus schliesst man auf die Stabilität der Ortsbrust und allgemein des Gebirges hinter der Ortsbrust entlang L , also zwischen der Ortsbrust und der Installation der Tübbinge. Die vom Gebirge erfahrene plastische Verformung überschreitet in keinem Fall die von der TMB erlaubte Toleranz.

Il metodo convergenza-confinamento ha comunque confermato un andamento regolare delle curve. Ne si conclude una stabilità del fronte di scavo, ed in generale una stabilità dell'ammasso a tergo dello scavo, lungo la distanza L tra la testa della macchina e l'installazione dei conci. La deformazione plastica che subisce l'ammasso non supera mai la tolleranza consentita dalla TBM.

5 AUSBRUCHSSICHERUNG

5.1 EINFÜHRUNG

Die Tunnelauskleidung erfolgt beim Tübbingausbau generell als einschaliges, abgedichtetes Auskleidungssystem. Nach Erfordernis, d.h. zwischen km 35+900-37+500 und 40+800-43+800 und bei den Anschlüssen mit den Querverbindungen, werden eine Kunststoffabdichtung und eine Innenschale aus Ortbeton eingebaut.

Das einschalige Auskleidungssystem übernimmt auf die Bemessungsdauer folgende Funktionen:

- Sicherung der Hohlraumleibung
- Tragsicherheit des Tunnelbauwerks
- Gebrauchstauglichkeit des Tunnelbauwerks (Dichtheit, Dauerhaftigkeit)

Bei zweischaligen Auskleidungssystemen mit Tübbing-Aussenschale und tragfähiger Innenschale aus Ortbeton übernimmt der Tübbingausbau folgende Funktionen:

- Sicherung der Hohlraumleibung
- Tragsicherheit des Tunnelbauwerks

Die Gebrauchstauglichkeit und Brandbeständigkeit werden diesfalls von der Ortbeton-Innenschale übernommen. Gegebenfalls ist das Zusammenwirken von Tübbingschale mit Innenschale zu berücksichtigen. Dann wird die Innenschale die Funktion der Tragfähigkeit übernehmen.

Die Einzeltübbinge eines Ringes liegen direkt aneinander, d.h. sie sind quer- und normalkraftschlüssig. Die Tübbingfugen sind von Ring zu Ring jeweils versetzt anzuordnen. Die Abstände der Gelenkfugen haben Einfluss auf das Tragverhalten des gekoppelten Systems und sind vom AN festzulegen und zu begründen [11].

Dadurch hat die Tübbingschale eine andere Systemsteifigkeit als ein monolithischer Ring oder ein Einzelring aus Elementen, welche über Gelenke verbunden sind.

5.2 RECHENGRUNDSÄTZE

Das für die strukturelle Dimensionierung der Tübbinge angewendete Modell ist ein Stabwerkmodell: Die Tübbingschale wird als ebener Stabzug mit gebetteten Balkenelementen berechnet (Ausfall der Federn auf Zug). Jedes Balkenelement wird durch mindestens einen Anfangs-, Mittel- und Endknoten und durch eine gekrümmte Systemlinie definiert.

Die Dehn- und Biegesteifigkeit der Balkenelemente wird mit EA bzw. EI bezogen auf die Systemlinie ermittelt, wobei der

5 RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE

5.1 INTRODUZIONE

Il rivestimento della galleria è in generale previsto con semplice anello di conci prefabbricati. Dove necessario, ovvero tra i km 35+900-37+500 e 40+800-43+800 e nella zona degli innesti con i cunicoli trasversali, al suo interno sarà posata una membrana di impermeabilizzazione e sarà realizzato un rivestimento definitivo gettato in opera.

Durante la vita nominale dell'opera, il sistema a rivestimento singolo deve garantire le seguenti funzioni:

- Protezione della superficie della galleria
- Sicurezza strutturale della galleria
- Funzionalità dell'opera (tenuta, durabilità)

Nei sistemi a doppio rivestimento, anello in conci prefabbricati e rivestimento interno gettato in opera, i conci prefabbricati hanno le seguenti funzioni:

- Protezione della superficie della galleria
- Sicurezza strutturale della galleria

Il mantenimento della funzionalità e la resistenza in caso di incendio sono in questo caso compito del rivestimento interno di calcestruzzo gettato in opera. Sarà eventualmente da considerare l'interazione tra rivestimento in conci e rivestimento interno. In questo caso la funzione portante sarà assunta dal rivestimento interno.

I conci prefabbricati sono collegati sia in direzione trasversale che radiale a formare anelli che permettano la trasmissione degli sforzi normali e tangenziali. I giunti trasversali devono essere sfalsati rispetto ai giunti longitudinali [11].

Grazie a ciò la rigidità complessiva risulta diversa da quella di un anello monolitico o da un anello composto da elementi curvi con giunture sempre nella medesima posizione.

5.2 PRINCIPI DI CALCOLO

Il metodo utilizzato per il dimensionamento strutturale del rivestimento in conci è il metodo alle reazioni iperstatiche. Il rivestimento viene modellato con "elementi trave" appoggiati su un letto di molle non resistenti a trazione. Ogni elemento trave è caratterizzato da almeno un nodo di estremità e da nodi intermedi, localizzati in modo da rappresentare la curvatura dell'elemento.

La rigidità strutturale degli elementi trave è calcolata in relazione a EA e EI sulla linea d'asse di riferimento; il

Anteil der Bewehrung vernachlässigt werden kann.

Das Betonverhalten kann im Rahmen der Regeln der EN1992-1-1 als linear-elastisch mit den darin je nach ausgewählten Festigkeitsklassen gegebenen Eigenschaften angenommen werden.

Das Tragverhalten der eingebauten Tübbingschale ist geprägt von Koppelungseffekten sowohl in den Ringfugen zwischen den einzelnen Tübbingringen als auch in den Längsfugen zwischen zwei Tübbingsteinen. Diese Effekte können in der Regel erst bei Vorliegen des endgültigen Tübbingdesigns und der Fugenausbildung erfasst werden.

contributo dell'armatura può essere trascurato.

Il comportamento del calcestruzzo è assunto elastico lineare con caratteristiche desunte dall'EN1992-1-1, in funzione delle classi di resistenza selezionate.

La capacità portante di un rivestimento in conci in opera è caratterizzata da effetti di accoppiamento sia tra i giunti ad anello tra i singoli anelli di conci che nei giunti longitudinali. Questi effetti possono essere rilevati solo una volta che l'anello e la struttura dei giunti sia completa.



Abbildung 6: Spannungsumlagerung aufgrund der Berücksichtigung einer durch Fugen verminderten Steifigkeit [12]

Figura 6: Redistribuzione delle sollecitazioni dovuta all'ipotesi di rigidità ridotta per la presenza dei giunti [12]

5.2.1 Beschreibung der Rechnungsmethode

Für die Bestimmung der Normalkräfte, der Biegemomente und der Verformungen wurde das Programm FLAC-2D verwendet. Wie bereits erwähnt wird für den Spalt zwischen dem Ausbruchprofil und der Aussenkante der Tübbinge ein maximaler Wert von 250 mm akzeptiert.

Die durch Anfangsgrouting verursachten Biegemomente und Normalkräfte, beide auf charakteristischem Niveau, resultieren aus dem Programm FLAC-2D. Diese Auswirkungen werden mit Hilfe einer Mathcad-Codierung analysiert und verschiedene Kombinationen werden verglichen. Als Resultat aus der Analyse bekommt man die massgebenden Schnittgrösseninkremente auf Bemessungsniveau.

Anhand dieser Resultate werden Mächtigkeit und

5.2.1 Descrizione del metodo di calcolo

Per il calcolo delle forze assiali, dei momenti flettenti e delle deformazioni è stato impiegato il programma FLAC-2D. Come precedentemente citato, per le deformazioni si assume un limite massimo tra l'estradosso dei conci ed il profilo di scavo non superiore ai 250 mm.

I momenti flettenti dovuti al grouting iniziale e le forze assiali, entrambi considerati a livello caratteristico, sono ottenuti da FLAC-2D. Questi poi vengono immessi nella programmazione eseguita con Mathcad, che analizza il rivestimento per le diverse combinazioni di carico e fornisce come soluzione il rispettivo incremento del momento, considerato a livello di progetto.

In base a questi risultati vengono stabiliti spessore e armatura dei conci.

Bewehrungsgehalt der Tübbinge bestimmt.

Es werden ausserdem die folgenden Analysen für die Verbindungen durchgeführt:

- **Radialer Widerstand der Verbindung:** Die Segmente des Tübbingringes werden auf den maximalen Widerstand, das Rissverhalten und die Bruchanfälligkeit an den Ecken in radialer Richtung geprüft. Die zusätzlichen Einwirkungen, welche sich aus der Exzentrizität bei der Montage ergeben, werden mit der Rotationsfähigkeit der Verbindung beschrieben.

Der maximale Verbindungswiderstand wird durch den Sicherheitsfaktor geprüft, welcher das Verhältnis zwischen maximal zulässigem Kontaktdruck und Peak-Druck (berechnet anhand Hertz-Theorie) vergleicht.

Das Rissverhalten der Verbindung wird durch den Sicherheitsfaktor geprüft, welcher das Verhältnis zwischen Projektierungswiderstand und maximaler radialer Kraft vergleicht.

Die Bruchanfälligkeit an den Ecken wird durch den Sicherheitsfaktor geprüft, welcher das Verhältnis zwischen Scherkraft und maximaler radialer Kraft vergleicht.

- **Longitudinaler Widerstand der Verbindung:** Die Tübbingringe werden auf den maximalen Widerstand, das Rissverhalten und die Bruchanfälligkeit an den Ecken in longitudinaler Richtung geprüft. Die Sicherheitsfaktoren resultieren aus dem Vergleich mit der Ram-Kraft, die von den TBM-Schuhenausgeht. In der folgenden Abbildung ist die berücksichtigte, reduzierte Einflussfläche zu sehen.

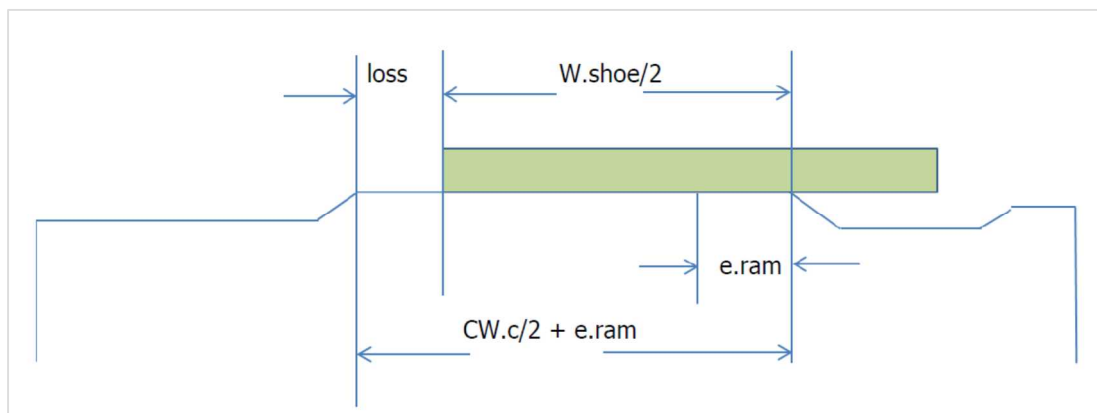


Abbildung 7: Einflussfläche der TBM-Schuhe

Ausserdem werden der radiale und longitudinale Schraubenwiderstand (radial 2 Schrauben pro Segment

Vengono inoltre dimensionati i giunti radiali e di circonferenza, in funzione dei seguenti studi:

- **Capacità radiale del giunto:** questa parte consiste in un controllo in direzione radiale della capacità, della fessurazione e della spaccatura degli angoli dei segmenti che formano l'anello. Le azioni aggiuntive causate dall'eccentricità nel montaggio vengono descritte e calcolate grazie alla rotazione del giunto.

La capacità del giunto viene calcolata determinando il fattore di sicurezza come rapporto tra pressione di contatto massima consentita e pressione di contatto Peak (calcolata con la teoria di Hertz).

Per la capacità del giunto contro la fessurazione viene calcolato il fattore di sicurezza come rapporto tra la resistenza di progetto e la forza radiale massima fattorizzata.

La spaccatura degli angoli alle giunture è calcolata con il fattore di sicurezza tra la forza di taglio e la forza radiale massima fattorizzata.

- **Capacità circonferenziale del giunto:** questa parte consiste in un controllo in direzione longitudinale della capacità, della fessurazione e della spaccatura degli angoli degli anelli dei conci. Esse vengono comparate con la forza Ram applicata da ogni scarpa della TBM. Nella seguente illustrazione si noti la superficie ridotta considerata per tale verifica così come il possibile allineamento erroneo della scarpa.

Figura 7: Superficie di azione e posizionamento errato della scarpa

Vengono inoltre calcolate la resistenza radiale dei chiodi (2 chiodi per segmento) e la resistenza dei chiodi lungo la

und longitudinal 3 Schrauben pro Segment) berechnet.
 Weitere Vertiefungen sind im Anhang 5 zu finden.

circonferenza (3 chiodi per segmento).
 Per ulteriori specificazioni si rimanda all'Appendice 5.

5.3 RECHNUNGSPARAMETER

In der folgenden Tabelle sind die für die Dimensionierung der Tübbinge verwendeten Parameter zusammengefasst.

5.3 PARAMETRI PER IL CALCOLO

Nella seguente tabella sono riassunti i parametri utilizzati per il dimensionamento dell'anello in conci.

<i>Proprietà ammasso</i>		K36	40.2	K42
Copertura	[m]	1010	1110	1610
Modulo di deformazione	[MN/mm ²]	6300	5500	6000
Peso specifico	[kN/m ³]	27	27	27
Coefficiente di Poisson	[-]	0.3	0.3	0.3
Coefficiente di spinta orizzontale K ₀	[-]	0.8	0.8	0.7
Ovalizzazione esistente	[mm]	25	25	25

Proprietà rivestimento di prima fase

Tipologia	Conci in calcestruzzo armato
Numero di segmenti	6+1 chiave
Diametro interno tunnel	9340 mm
Diametro esterno tunnel	10170 mm
Profondità elemento	1500 mm
Scanalatura contatto radiale	58.5 mm
Scanalatura contatto longitudinale	58.5 mm
Raggio di curvatura dei giunti	3000 mm
Taper (da ogni lato)	1 mm
Rigidezza lining	I (4/n ²)

Proprietà TBM

Numero congiunzioni per concio	3
Numero congiunzioni per elemento chiave	2
Lunghezza congiunzione	1050 mm
Profondità congiunzione	300 mm
Massima spinta per ram	6900 kN
Spinta ram a livello caratteristico	4140 kN

Proprietà materiali

Resistenza a compressione del calcestruzzo	> 45 MPa
Tensione di snervamento per l'acciaio	> 450MPa
Modulo elastico del calcestruzzo a breve termine	34 GPa / 2 = 17 Gpa

Tabelle 14: Für das Tübbingsdesign angewendete Parameter

Es wurden die Querschnitte der Berechnungsschnitte OB5,

Tabella 14: Parametri utilizzati per il dimensionamento del rivestimento di prima fase

Vengono analizzate le sezioni ai km 36, 40.2 e 42: i chilometri

OB4 und OB3 (bzw. km 36, 40.2 und 42) analysiert. Bei den Bemessungsschnitten OB5 und OB3 wird Quellen / Quelldruck erwartet. Die entsprechenden Parameter sind also massgebend für die Bemessung der 450 mm starken Tübbinge, welche dort eingebaut werden.

OB4, welcher die grösste Überlagerung aufweist, ist für die Dimensionierung der 400 mm starken Tübbinge massgebend. Dieser Tübbingstyp wird in OB2, OB4 und OB6 angewendet. Die Analysen werden nicht für OB2 und OB6 ausgeführt (vgl. Tabelle 4).

Es werden zwei verschiedene Tübbingtypen entworfen, beide aus Stahlbeton:

- Im Fall einer einschaligen Tunnelauskleidung werden 450 mm starke Tübbinge eingesetzt
- Im Fall einer zweischaligen Tunnelauskleidung werden 400 mm starke Tübbinge eingesetzt

5.4 EINWIRKUNGEN

Im Folgenden werden Lastbilder definiert, welche nach Erfordernis für die Dimensionierung der Tübbingschale heranzuziehen sind. Die Lastgrössen selbst sind entsprechend den Randbedingungen zu definieren und mit dem AG abzustimmen. Folgende Abkürzungen werden für die Einwirkungen herangezogen:

- G = ständige Einwirkungen
- Q = vorübergehende Einwirkungen
- A = aussergewöhnliche Einwirkungen (z.B. Brand, Anprall, Explosion)
- E = Erdbeben
- B = vorübergehende Einwirkungen aus dem Bauzustand

Für beide Auskleidungstypen (ein- und zweischalig) werden die gleichen Einwirkungen und –Kombinationen angewendet.

5.4.1 Eigengewicht G1

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

Das spezifische Eigengewicht des bewehrten Betons ist mit $\gamma_{c,ar} = 25 \text{ kN/m}^3$ zu berücksichtigen.

5.4.2 Gebirgslast G5

Die Gebirgslast wird konservativ mit 1.5% der Anfangsspannung berechnet, wie im vorherigen Kapitel

36 e 42 corrispondono alle tratte dove si prevede la giunta di pressione di rigonfiamento. Questi parametri sono quindi decisivi per il dimensionamento dei conci di spessore 450 mm ivi applicate (settori di calcolo 3 e 5).

Il chilometro 40.2 rappresenta il dominio geologico con condizioni peggiori per il dimensionamento dei conci di spessore 400 mm, che verranno applicate nelle restanti sezioni di galleria (settori di calcolo 2,4 e 6). Di conseguenza non verranno eseguite le analisi per i chilometri 34.3 e 44 (cfr. Tabelle 4).

Come già annunciato verranno applicati due tipi di conci, entrambi in calcestruzzo armato:

- Nel caso in cui è previsto un rivestimento singolo della Galleria, i conci avranno uno spessore di 450 mm
- Nel caso in cui è previsto un rivestimento doppio della Galleria, i conci avranno uno spessore di 400 mm

5.4 AZIONI

Di seguito si definiscono le azioni da considerare nel dimensionamento del rivestimento in conci. Le entità dei carichi vanno definite in base alle condizioni al contorno e concordate con la Committenza.

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
- B = Azioni temporanee in fase di realizzazione

Entrambi i tipi di lining, ovvero sia nel caso di rivestimento singolo di soli conci che nel caso di rivestimento doppio, tengono in considerazione le stesse azioni e combinazioni di carico.

5.4.1 Peso proprio G1

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

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

5.4.2 Carico dell'ammasso G5

Il carico dell'ammasso viene assunto considerando in via cautelativa il 1.5% della pressione circostante iniziale, secondo

erörtert worden ist.

Das Resultat ist also maximal 400kPa

Der Fall eines Gewölbeblocks wird ebenfalls untersucht, wobei der Block maximal einen Durchmesser hoch angenommen wird.

Ferner sind in dieser Belastung auch die von der TBM hinter der Ortsbrust verursachten Einwirkungen berücksichtigt.

5.4.3 Ausfall einer Koppelstelle A4

Im Rahmen der Ausführungsplanung ist der aussergewöhnliche Lastfall des Ausfalls einer Koppelstelle in der Ringfuge zu untersuchen.

Es ist nachzuweisen, dass kein Reissverschlusseffekt bzw. ein progressives Versagen entsteht.

5.4.4 Quelldruck G7

Zwischen km 35+900-37+500 und 40+800-43+800 kann im Gebirge Quelldruck vorkommen.

Gemäss den Angaben der Bauherrschaft wird für die Dimensionierung ein Quelldruck von 0.3MPa angenommen. Dieser Quelldruck wurde sowohl für die Dimensionierung der Tübbinge als auch für die Dimensionierung der Innenschale im Endzustand berücksichtigt (Profil mit Innenschale und Sohlgewölbe).

5.4.5 Belastung durch Abheben aus der Schalung, Lagerung, Transport, Anhebung durch Erektor B1

Für den Nachweis der Tübbinge sind die Transportrandbedingungen (z.B. Situierung und Anzahl der Aufhängepunkte) und die Frühfestigkeit des Betons zu berücksichtigen.

Es sind mindestens die nachfolgenden Belastungen in der Bauphase nachzuweisen:

- Lagerung
- Tübbingtransport
- Heben der Tübbinge mit Segmentlift oder Zange
- Einbau mit Erektor (Tübbing liegt horizontal)
- Ausfall des Erektors (Tübbing liegt vertikal in dessen Zentrierkranz und den Dornen des Erektors)
- Einbau Schlussstein
- Schraubenkräfte

i risultati del capitolo precedente.

Esso risulta quindi nell'ordine dei 400kPa .

Viene anche studiato il caso dell'azione dovuta da un blocco in calotta dell'altezza di un diametro di scavo.

In questa definizione di azione rientrano inoltre anche le pressioni esercitate a tergo della TBM risultanti dal capitolo precedente.

5.4.3 Cedimento di un giunto A4

Nell'ambito della progettazione esecutiva viene esaminata la condizione di carico eccezionale dovuta al cedimento dell'elemento di collegamento del giunto ad anello.

Si controlla che non si crei un "effetto cerniera", ovvero un cedimento progressivo.

5.4.4 Rigonfiamento G7

Dalla progressiva km 35+900 sino a km 37+500 e km 40+800 sino a km 43+800 si presenta un'inclinazione al rigonfiamento delle rocce dovuto alla mutazione delle scisti anidritiche in seguito a venute d'acqua.

Conformemente alle direttive del Committente, per il dimensionamento viene considerata una pressione di rigonfiamento pari a 0.3MPa agente sul profilo GL-MS. Tale pressione è stata considerata anche nello stato transitorio (solo rivestimento di prima fase con anello in conci), quindi prima del getto del rivestimento definitivo.

5.4.5 Azioni dovute all'estrazione del cassero, stoccaggio, movimentazione, sollevamento mediante erettore B1

Per il dimensionamento si devono considerare le condizioni di movimentazione (per esempio posizionamento e numero di punti di fissaggio) e la resistenza iniziale del calcestruzzo.

Devono essere condotte le seguenti verifiche per le fase temporanee:

- Stoccaggio
- Trasporto dei conci
- Sollevamento del concio da parte dell'apparecchio di sollevamento o tenaglia
- Posa in opera mediante erettore (il concio giace orizzontale)
- Guasto dell'erettore (il concio giace verticale)
- Installazione del concio di chiave
- Resistenza dei bulloni

- Rückstellkräfte von Dichtprofilen

Es wird dazu noch ein fiktives Moment berücksichtigt, das das falsche Positionieren des Tübbings (100 mm) simulieren soll.

Gemäss [11] ist während des Transports ein Inkrement des Eigengewichtes wie folgt anzuwenden:

- Resistenza delle guaine impermeabilizzanti

Viene inoltre considerato un momento aggiuntivo dovuto ad un errato posizionamento dell'anello (100 mm).

Secondo [11] viene prescritto un incremento del peso proprio nelle fasi di movimentazione secondo la seguente tabella:

Vorgang / Azione	Wert für Ausheben aus der Schalung / Valore per estrazione [kN]	Wert für ersten Transport / Valore per primo spostamento [kN]
Gewicht des Tübbings / Peso del concio	$W_c = V_c \cdot \gamma$	$W_c = V_c \cdot \gamma$
Erhöhung aufgrund der dynamischen Effekte des Transports und Erschütterungen (+40% Ausheben aus Schalung, +60% erster Transport) / Incremento per effetti dinamici di movimentazione, urti e vibrazioni (+40% estrazione, +60% per primo spostamento)	$0,4 \cdot W_c$	$0,6 \cdot W_c$
Erhöhung aufgrund der Betonfeuchtigkeit ($0,5 \text{ kN/m}^3$) / Incremento per l'umidità del calcestruzzo ($0,5 \text{ kN/m}^3$)	$0,5 \text{ kN/m}^3 \cdot V_c$	$0,5 \text{ kN/m}^3 \cdot V_c$
Erhöhung aufgrund Haftung zwischen Tübbing und Schale 2 kN/m^2 / Incremento per aderenza tra concio e cassero 2 kN/m^2	$2 \text{ kN/m}^2 \cdot A_d$	-

Tabelle 15: Faktor für das Eigengewicht während des Transports

Tabella 15: Fattori di incremento del peso proprio nelle fasi di movimentazione

5.4.6 Vortriebskräfte und Einbau der Tübbinge B2

Die Pressenkräfte sind mit den maximalen Werten unter den beim Vortrieb auftretenden ungünstigen Lagerungsbedingungen der Tübbingringe anzusetzen.

Für die Dimensionierung der Tübbingringe sind die Vorschubkräfte gleich

$$69 \text{ MN}$$

Diese werden auf die 20 Verbindungselementen aufgeteilt, die entlang den 6+1 Segmenten angeordnet sind, wie in der folgenden Abbildung gezeigt.

5.4.6 Spinta della macchina ed installazione del concio B2

Le pressioni utilizzate per il dimensionamento degli anelli di concio devono cautelativamente essere assunte pari alle massime che la macchina può esercitare in condizioni sfavorevoli.

Per il dimensionamento dell'anello di concio, la spinta della TBM viene definita pari a

$$69 \text{ MN}$$

Essa viene suddivisa per le 20 congiunzioni distribuite sui 6+1 segmenti, come illustrato nella seguente figura.

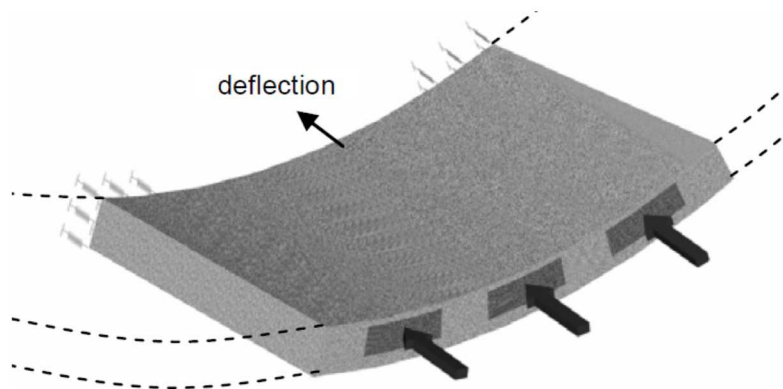


Abbildung 8: Pressenschuhe der TBM

Figura 8: Mazze della TBM

5.4.7 Ringspaltverpressung B4

Bei der rechnerischen Modellierung des Verfülldruckes sind die zeitabhängigen Eigenschaften des Verfüllmaterials zu berücksichtigen. Der Lastfall mit maximalen Verfülldruck ist über die Oberfläche des Ringspalt verteilt zu untersuchen. Mögliche Druckgradienten längs des Ringumfanges sind zu berücksichtigen.

Der Verfülldruck auf die installierten Tübinge ist im Anhang 3 dargestellt.

Die Einwirkung der Ringspaltverpressung wird als isolierter Fall berücksichtigt, da sie vor der Installation der Auskleidung völlig abgebaut wird.

5.5 NACHWEISE

Für den Nachweis des Grenzzustandes der Tragsicherheit und der Grenzgebrauchstauglichkeit der Innenschale sind die Einwirkungskombinationen gemäß Vorgaben des NTC2008, Abs. 2.5.3 berücksichtigt worden.

5.5.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

5.5.1.1 Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen

Die zu berücksichtigenden Teilsicherheitsfaktoren variieren in Abhängigkeit der Einwirkungskombinationen und -typen. Folgende Teilsicherheitsfaktoren sind gemäß EC 7 bzw. NTC2008 für ständige, vorübergehende und außergewöhnliche Bemessungssituationen zu berücksichtigen:

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

Werden die Einwirkungen aus 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.

5.5.1.2 Kombinationsbeiwerte Einwirkungen

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

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

Tabelle 16: Kombinationsbeiwerte

5.4.7 Iniezione di riempimento B4

Nella modellazione dell'iniezione di riempimenti si devono considerare le caratteristiche del materiale anche in funzione del tempo. È da valutare il caso di carico con la massima pressione delle iniezioni di riempimento sulla superficie dell'anello. Se vi sono gradienti di pressione che si sviluppano lungo l'anello, questi devono essere considerati.

La pressione delle iniezioni di riempimento da applicare lungo la circonferenza per l'installazione degli anelli viene indicata in Appendice 3.

Tuttavia questi carichi vengono considerati come caso isolato, in quanto vanno a degradarsi prima dell'installazione del lining.

5.5 VERIFICHE

Per la verifica allo stato limite ultimo ed allo stato limite di esercizio del rivestimento in conci vanno considerate le combinazioni delle azioni in conformità delle prescrizioni della NTC2008 paragrafo 2.5.3.

5.5.1 Stati Limite Ultimi (SLU)

5.5.1.1 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 (BS1 / BS2 / BS3) 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

$SH = 1,0$.

5.5.1.2 Coefficienti di combinazione delle azioni

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

Tabella 16: Coefficienti di combinazione

5.5.1.3 Einwirkungskombinationen

Die zu untersuchenden Einwirkungskombinationen sind gemäß NTC2008 mit den entsprechenden Kombinationsbeiwerten ψ zu berücksichtigen.

Die für die Dimensionierung der Innenschale maßgebenden Einwirkungskombinationen sind hinsichtlich den vor Ort vorherrschenden Randbedingungen auszuwählen.

5.5.1.4 Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände

Die Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände bei einer ständigen und vorübergehenden Bemessungssituation sind, wie mit BBT SE vereinbart, folgendermassen zu betrachten, unter Berücksichtigung einer Bauwerkslebensdauer von 200 Jahren.

Stahlbeton

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

Für die Nachweise der außergewöhnlichen Bemessungssituation sind die Teilsicherheitsfaktoren mit $Y_c = 1,20$ und $Y_s = 1,00$ zu berücksichtigen. Der Abminderungsbeiwert der Betondruckfestigkeit α bleibt unverändert.

5.5.2 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

5.5.2.1 Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen

Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit sind die charakteristischen Einwirkungen mit ihren Kombinationen zu berücksichtigen.

5.5.2.2 Kombinationsbeiwerte der Einwirkungen

Die Kombinationsbeiwerte sind gemäß Tabelle 16 zu berücksichtigen.

5.5.2.3 Einwirkungskombinationen

Die zu untersuchenden Einwirkungskombinationen sind gemäß EC 0 mit den entsprechenden Kombinationsbeiwerten ψ zu berücksichtigen.

Die für die Dimensionierung der Tübbinge entsprechenden massgebenden Einwirkungskombinationen sind gemäss den Anhängen in Abhängigkeit von den in-situ vorherrschenden Randbedingungen auszuwählen.

5.5.1.3 Combinazione delle azioni

Le combinazioni delle azioni da analizzare devono essere considerate in conformità alle NTC2008, con i relativi coefficienti di combinazione ψ .

Le combinazioni delle azioni rilevanti per il dimensionamento del rivestimento in conci devono essere scelte in funzione delle effettive condizioni al contorno in situ.

5.5.1.4 Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze

I coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze in fase permanente e temporanea (BS1 e BS2) vanno considerati, come concordato con BBT SE, come segue tenendo conto della vita utile dell'opera di 200 anni.

Calcestruzzo armato

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

Per le verifiche nella situazione di dimensionamento eccezionale (BS3) i fattori parziali di sicurezza devono essere considerati con $Y_c = 1,20$ e $Y_s = 1,00$. Il coefficiente di riduzione della resistenza α compressione del calcestruzzo α resta invariato.

5.5.2 Stati Limite Esercizio (SLE)

5.5.2.1 Coefficienti parziali di sicurezza delle azioni

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

5.5.2.2 Coefficienti di combinazione delle azioni

I coefficienti di combinazione sono da considerare come in Tabella 16.

5.5.2.3 Combinazioni delle azioni

Le combinazioni delle azioni da analizzare devono essere considerate in conformità alle EC 0, con i relativi coefficienti di combinazione ψ .

Le combinazioni delle azioni rilevanti per il dimensionamento dei conci si scelgono in funzione delle effettive condizioni al contorno in situ.

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

5.6 NACHWEISE

5.6.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

Die Tragsicherheitsnachweise erfolgen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) unter Berücksichtigung der entsprechenden Kombinationsbeiwerte.

Die Nachweise sind zu führen für

- Eingebauter Tübbingring
- Einzelstein (z.B. Heben, Transport, Lagern)
- Detailnachweise:
 - Spaltzug an Längsfugen
 - Spaltzug an Ringfugen
 - Zugkräfte zufolge Kraftdurchleitung zwischen Pressenschuhen und Ringfuge
 - Schraubenbemessung für Rückstellkräfte des komprimierten Dichtprofils
 - Spaltzug- und Abplatzungssicherheit beim Dichtprofil, wie in der folgenden Abbildung.

Die Detailnachweise sind in der Regel erst im Rahmen der Ausführungsplanung möglich.

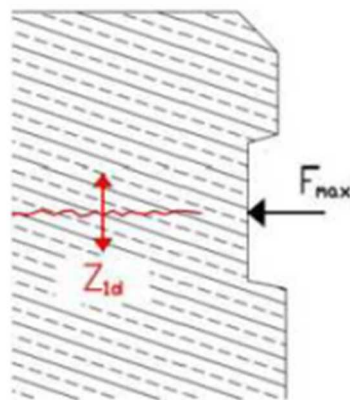


Abbildung 9: Nachweis des Spaltzugs Z_{id} und der Abplatzsicherheit unter der Rückstellkraft F_{max} des Dichtprofils

5.6.2 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist für die

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

5.6 STATI LIMITE

5.6.1 Stati Limite Ultimi (SLU)

Le verifiche saranno condotte secondo il metodo agli SLU, secondo i fattori di combinazione riportati.

Le verifiche vanno eseguite per

- Anelli di conci in opera
- Sul singolo concio (ad es. sollevamento, movimentazione, stoccaggio)
- Verifiche di dettaglio
 - Trazioni indotte sui giunti longitudinali
 - Trazioni indotte sui giunti tra gli anelli
 - Trazioni indotte dall'azione di compressione tra scarpa e giunti tra gli anelli
 - Dimensionamento delle bullonature
 - Trazioni indotte e rottura degli spigoli nella superficie di contatto, secondo la seguente figura.

Generalmente le verifiche dettagliate sono possibili solo in fase esecutiva.

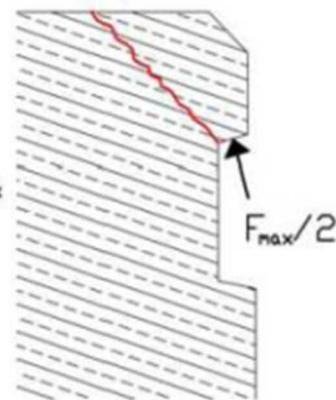


Figura 9: Verifikation dell'azione di distacco Z_{id} e della sicurezza a rottura degli spigoli mediante reazione di contrasto F_{max}

5.6.2 Stati Limite di Esercizio (SLE)

Agli stati limite di esercizio si deve verificare l'ampiezza

massgebenden Einwirkungskombinationen unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsfaktoren und Abminderungsfaktoren ψ die maximale Rissweite w_{kal} unter Berücksichtigung der 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 Tübbingschale oder bei aggressiven oder sehr aggressiven Umgebungsbedingungen ist die maximale Rissweite auf $w_{kal} \leq 0.2$ mm zu begrenzen. Zudem ist zu prüfen, ob die Dichtigkeit der Dichtungsprofile unter den zu erwartenden Rotationen in den Fugen und unter Berücksichtigung der Bautoleranzen (Offsets) im Gebrauchszustand sowie auch beim Ausfall einer Koppelstelle in der Ringfuge gegeben ist.

Die Ermittlung der Schnittgrößen bzw. der Systemverformung erfolgt im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit unter Berücksichtigung der Kombinationsregeln mit den charakteristischen Einwirkungen sowie den entsprechenden Kombinationsbeiwerten.

massima di apertura della fessura w_{kal} in relazione alle norme NTC2008 per le combinazioni delle azioni rilevanti, considerando i coefficienti parziali di sicurezza ed il fattore di riduzione ψ . Il valore limite di apertura della fessura per il calcestruzzo standard, senza particolari requisiti di impermeabilità o in presenza di impermeabilizzazione, deve essere limitato a $w_{kal} \leq 0.3$ mm.

Ove richiesti particolari requisiti di impermeabilità del rivestimento in conci od in presenza di un ambiente aggressivo o molto aggressivo, il valore limite di apertura della fessura deve essere limitato a $w_{kal} \leq 0.2$ mm. si deve anche verificare che il profilo mantenga l'impermeabilità sotto l'influenza delle rotazioni previste nei giunti ed in considerazione delle tolleranze di costruzione (offset), in condizioni di esercizio ed anche in caso di rottura, in uno dei più punti di accoppiamento del giunto ad anello.

Il calcolo delle forze di scorrimento interne e delle deformazioni del sistema si esegue allo stato limite ultimo, in funzione delle combinazioni delle azioni e delle azioni caratteristiche combinate tra loro mediante i relativi coefficienti di combinazione.

5.7 RESULTATE

5.7.1 Berechnete Fälle

Für die Dimensionierung der Tübbinge wurden die folgenden Nachweise geführt.

- Biegenachweis des Elements
- Tragfähigkeit der Ringfugen für die gegenseitige Interaktion der Segmente, ihres Versagens und die Schäden an den Kanten (Normalelemente und key)
- Tragfähigkeit der Längsfugen entlang des ganzen Ringumfangs für jeden Elementtyp im Vergleich mit dem aus den Pressenschuhen der TBM verursachten Spannungen
- Anfangsgrouting
- Tragfähigkeit der Schrauben in radialer Richtung (2 Schrauben pro Segment)
- Tragfähigkeit der Schrauben entlang dem Ringumfang (3 Schrauben pro Segment)
- Entfernung und Behandlung der Segmente
- Tragfähigkeit des Ringes
- Blocklast

5.7 RISULTATI

5.7.1 Casi considerati

Per il dimensionamento dei conci sono state eseguite le seguenti verifiche.

- Verifica della flessione dell'elemento
- Capacità radiale del giunto contro l'influenza reciproca dei segmenti, il loro cedimento ed il danneggiamento degli angoli (elementi normali e key)
- Capacità del giunto lungo tutta la circonferenza, che verifica tutti i tipi di elementi e li paragona con la pressione derivata dalle mazze della TBM
- Grouting iniziale
- Resistenza radiale dei chiodi (2 chiodi per segmento)
- Resistenza dei chiodi lungo la circonferenza (3 chiodi per segmento)
- Rimozione e manipolazione dei segmenti
- Capacità dell'anello
- Carico dei blocchi

5.7.2 Resultate für die Dimensionierung der Tübbinge

5.7.2 Risultati dimensionamento conci

Im Folgenden sind die Resultate gemäss Anhang 5 dargestellt.

In seguito sono riportati i risultati secondo Appendice 5.

	#	h	b	L	# giunti rad	tipo	N _{yk}	# giunti circ	tipo	N _{yk}
	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]		[kN]	[-]		[kN]
Riv. singolo	6+1	450	1500	5181+5283+625	2	M24, 8.8	640	3	M24, 8.8	640
Riv. doppio	6+1	400	1500	5181+5283+625	2	M24, 8.8	640	3	M24, 8.8	640

strati ferri	Rivestimento singolo	Rivestimento doppio
1	14 ϕ 12 mm	16 ϕ 12 mm
2	27 ϕ 12 mm	27 ϕ 12 mm
3	16 ϕ 12 mm	16 ϕ 10 mm
4	10 ϕ 12 mm (per RAM)	10 ϕ 12 mm (per RAM)

Tabelle 17: Dimensionierung der Tübbingen für ein- und zweischalige Auskleidung

Tabella 17: Dimensionamento conci per rivestimento singolo e doppio

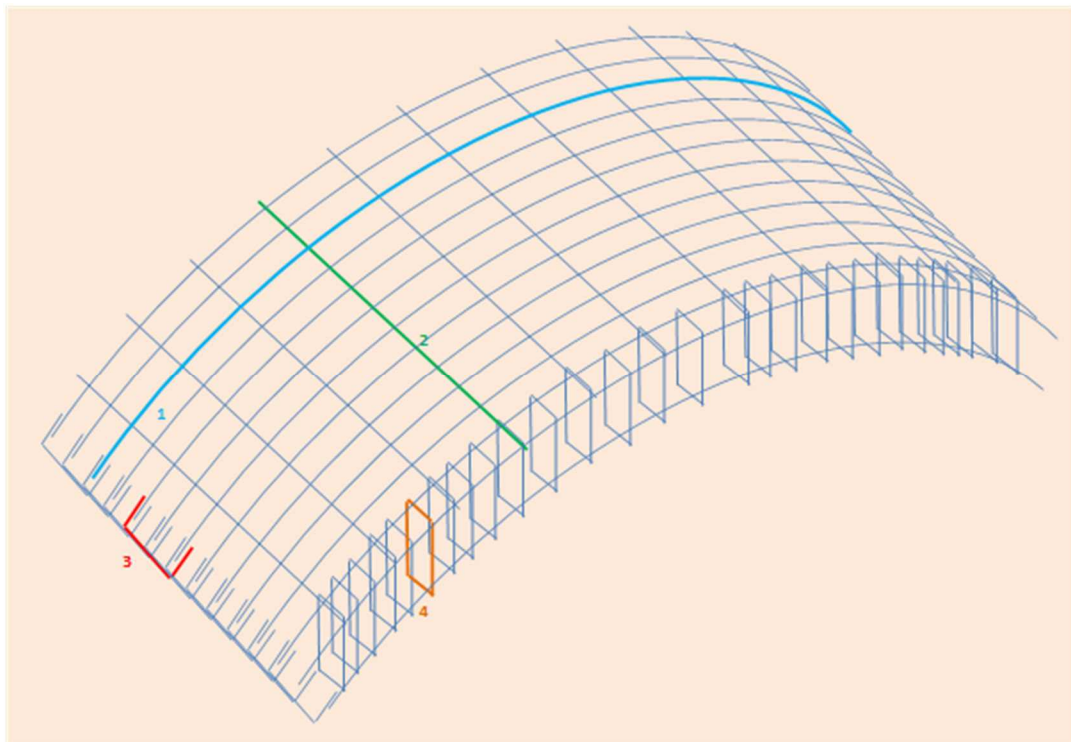


Abbildung 10: Schematische Darstellung für die Anordnung der Bewehrung in den Tübbingen

Figura 10: Schema di applicazione dell'armatura dei conci

6 INNENSCHALE

6.1 STABWERKMODELLE

Die Belastungen in der Innenschale sind durch den Kodex Statik-6 berechnet worden (basiert auf der Finite-Elemente-Methode) mit den Stabwerkmodellen.

Die FEM Analyse wird mit folgenden Kriterien durchgeführt.

Man betrachtet einen Querschnitt des Tunnels mit einer Einheitsbreite von 1 m und legt ein diskretes Strukturmodell mittels ebenen Finiten-Elementen fest. Die Tunnelschale ist durch kurze Stäbe modelliert (< 0.5 m), . Den Stäben wird die reelle Betonstärke zugewiesen. Das System wird mittels Federn linear elastisch gelagert. Die Federn fallen auf Zugbelastungen aus. Sie berücksichtigen die Lagerungsbedingungen der Tunnelschale im Gebirge. Die strukturelle Steifigkeit der Trägerelemente wird berechnet mit $E'_c \times I_g$. Gerechnet wird mit ideellen Steifigkeiten, ohne Berücksichtigung des Bewehrungsstahls. Das elastische Modul E'_c bei ebener Verformungslage ist:

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

Wobei:

- E_c = Modul der Betonelastizität
- ν = Poisson Zahl (0.2).

Zur Modellierung des unbewehrten Betons wird ein linear-elastisches Materialmodell verwendet. Infolge des Verlusts an Abschnittsteifigkeit, verursacht durch die Öffnung von Spalten dort wo die Betonzugfestigkeit überwunden wird (Ausformung von plastischen Scharnieren), wird die Neuverteilung der Belastungen gerechnet, laut Absatz 12.5 des EC2. Die Modellierung der plastischen Scharniere erfolgt durch den Einsatz von Torsionsfedern deren Steifigkeit iterativ mit der Pöttler-Methode [33] [34] berechnet wird.

6.2 ZUSAMMENWIRKUNG BODEN-STRUKTUR

Das Zusammenwirken von Boden und Struktur wird mittels Einsatz von verlinkenden Elementen simuliert, die auf der Höhe der Modellknoten gesetzt werden. Diese Elemente übertragen bei Druckeinwirkungen eine Reaktion auf die Struktur, welche dem Annäherungsdruck Boden-Struktur entspricht.

Die Steifigkeit der Pleuel wird unter Berücksichtigung des Reaktionsmoduls des Bodens k und der Schnittstelle

6 RIVESTIMENTO DEFINITIVO

6.1 METODO DELLE REAZIONI IPERSTATICHE

Le sollecitazioni nel rivestimento definitivo sono state calcolate tramite il programma Statik-6 (basato sul Metodo degli Elementi Finiti) con il metodo delle reazioni iperstatiche.

L'analisi FEM è svolta secondo i seguenti criteri.

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

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

Dove:

- E_c = modulo di elasticità del calcestruzzo
- 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 rigidità sezionale causata dall'apertura di fessure laddove venga superata la resistenza a trazione del calcestruzzo (formazione di cerniere plastiche), in accordo con il paragrafo 12.5 dell'EC2. La modellazione delle cerniere plastiche avviene mediante l'inserimento di molle torsionali la cui rigidità è calcolata iterativamente mediante il metodo di Pöttler [33] [34].

6.2 INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

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

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

La prima è definita secondo le relazioni di seguito descritte,

bestimmt.

Die erste Schnittstelle wird gemäß den später beschriebenen Verhältnissen bestimmt, für gekrümmte und gradlinige Oberflächen. Die Zweite ist, den Eigenschaften des Abdichtungsstreifens zufolge, mit 60'000 kN/m³ angenommen worden. Letztere hat eine Verschiebungswertigkeit unter 0.5 cm. Wenn diese Verschiebungen überwunden sind, wird die Schnittstellensteifigkeit zu der des Gebirges.

Die tangenziale Steifigkeit wird nicht berücksichtigt.

rispettivamente per superfici curve e rettilinee. La seconda è stata assunta pari a 60'000 kN/m³ in virtù delle caratteristiche del pacchetto di impermeabilizzazione. Quest'ultima ha valenza per spostamenti inferiori a 0.5 cm. Superati tali spostamenti, la rigidezza dell'interfaccia diventa quella dell'ammasso.

La rigidezza tangenziale è stata trascurata.

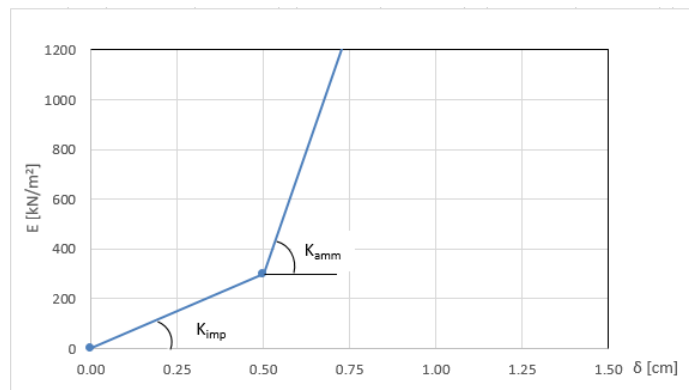


Abbildung 11: Schematische Darstellung der Schnittstelle

Figura 11: Schematizzazione dell'interfaccia

6.2.1 Radiale Steifigkeit

Die radiale Bettung der Innenschale im Gebirge ermittelt sich in der Regel unter Berücksichtigung des Elastizitätsmoduls E und der Poissonzahl ν des Gebirges, sowie des Innenschalenradius R des Tunnels.

6.2.1 Rigidezza radiale

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

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

Wobei:

- K_R = Steifigkeit der radialen Bettung Innenschale – Gebirge [MN/m³]
- E = Elastizitätsmodul des umliegenden Gebirges
- E_S = Steife-modul des umliegenden Gebirges
- ν = Poisson Beiwert des Gebirges
- R = Tunnelradius – Systemlinie

Dove:

- K_R = rigidezza del letto di molle radiali a contatto con l'anello interno [MN/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

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

6.2.2 Costante della molla nelle zone di appoggio / fondo

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

Costante della molla c_v – verticale

Federkonstante c_v – vertikal

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

Federkonstante c_h – horizontal

- $c_h = 0,5 \cdot c_v$

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

Constante della molla c_h – orizzontale

- $c_h = 0,5 \cdot c_v$

6.3 EINWIRKUNGEN ANALYSE

Im Folgenden werden folgende Kürzel für die Einwirkungen verwendet.

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

6.3.1 Eigengewicht G1

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

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

6.3.2 Oberleitung G2

Die Oberleitungslasten werden sicherheitshalber 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

6.3 ANALISI DEI CARICHI

Per le azioni si utilizzano le seguenti abbreviazioni.

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

6.3.1 Peso proprio G1

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

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

6.3.2 Catenaria G2

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

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

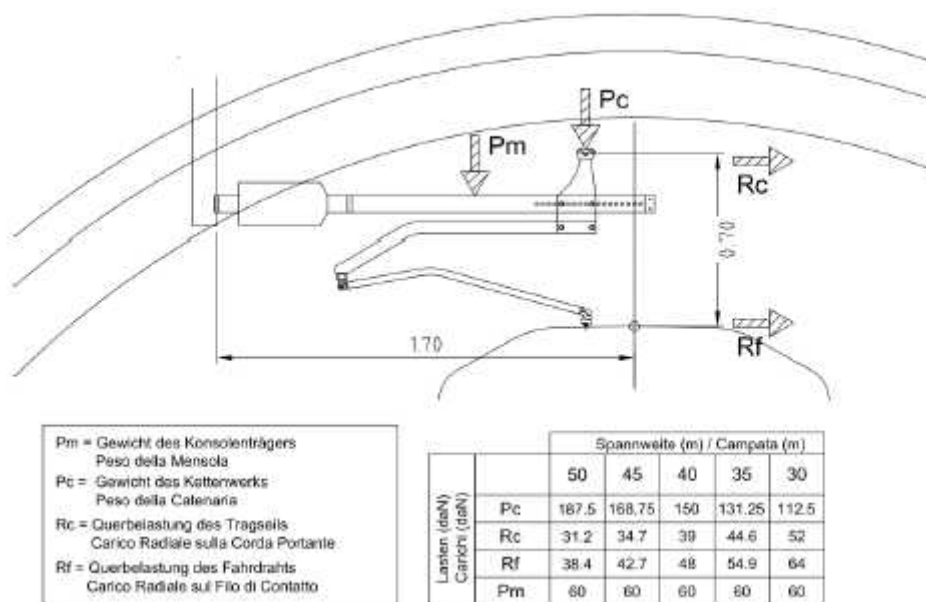


Abbildung 12: Oberleitung

Figura 12: Carichi della catenaria

6.3.3 Betonauffüllung über der Oberleitung G3

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

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

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

Im behandelten Abschnitt ist keine Betonauffüllung vorhanden.

6.3.4 Wasserdruck G4

Der Wasserdruck ist nicht berücksichtigt worden da der Abschnitt drainiert ist.

6.3.5 Gebirgslast G5

Der auf die Innenschale einwirkende Gebirgsdruck wird aus der Relaxation im Anfangszustand abgeleitet.

Die Gebirgslast wird konservativ mit einem Maximalwert von 1.5% des anfänglichen Gebirgsdrucks berechnet, unter Berücksichtigung einer fiktiven Überdeckung von 1000 m.

Das Resultat ist also maximal 400 kPa . Der Wert des Gebirgsdruckes ist immer massgebend, im Vergleich mit der durch die Blöcke verursachten Auswirkung.

Die Berechnung für die Gebirgslast kann im Anhang 2

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 $\gamma_{c,ar} = 25 \text{ kN/m}^3$.

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

6.3.4 Pressione idraulica G4

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

6.3.5 Carico dell'ammasso G5

Il carico d'ammasso che agisce sul rivestimento definitivo prende in considerazione il carico d'allentamento della massa circostante.

In via cautelativa, per il dimensionamento del rivestimento definitivo è stata assunta una pressione pari ad un massimo dell'1.5% di quella iniziale, considerando una copertura fittizia di 1000 m.

Ne consegue una risultante nell'ordine dei 400 kPa . Il valore di questa grandezza è sempre decisivo, se paragonato al carico dei blocchi.

Il calcolo del carico dell'ammasso può essere seguito in

eingesehen werden.

Der Gebirgsdruck wirkt entlang des Gewölbes, bis zum Anschluss mit der Sohle. Im Fall eines Gewölbes ohne Sohlstein wird seine Einwirkung auf das ganze Ringprofil erweitert.

6.3.6 Kriechen und Schwinden des Betons G6

Das Schwindmaß des Betons wird gemäß Kap. 11.2.10.6 des NTC2008 ermittelt.

Die Kriechzahl ϕ wird gemäß dem NTC2008, Kap. 11.2.10.7, unter Berücksichtigung des Spannungszustandes aus einer Einwirkungskombination ständiger Lasten (G1 (Eigengewicht) + G2 (Oberleitung) + G5 (Gebirge)) ermittelt.

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

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

Bei der Modellierung der Innenschale, insbesondere bezüglich Absatz 4.1.1.1 des NTC2008, verfährt man mit einer gleichmäßigen Temperaturabkühlung von -6.7°C an den GZT und von -8.9°C an den GZG.

6.3.7 Quelldruck G7

Zwischen km 35+900-37+500 und 40+800-43+800 kommt im Gebirge Quelldruck vor.

Gemäss den Angaben der Bauherrschaft wird für die Dimensionierung ein Quelldruck von 0.3 MPa angenommen. Dieser Quelldruck wurde für die Dimensionierung der Innenschale im Endzustand berücksichtigt. (Profil mit Innenschale und Sohlgewölbe) [7].

Appendice 2.

La pressione dell'ammasso viene inserita lungo la volta e le murette fino all'asse dei centri nel caso di rivestimento definitivo con concio di base, mentre invece viene applicata lungo tutta la circonferenza di scavo nel caso di rivestimento definitivo con arco rovescio.

6.3.6 Viscosità e ritiro del calcestruzzo G6

La deformazione dovuta al ritiro del calcestruzzo si calcola in base al paragrafo 11.2.10.6 delle NTC2008.

Il valore di viscosità ϕ si calcola secondo le NTC2008, capitolo 11.2.10.7.

Il coefficiente di viscosità ϕ si calcola ai sensi delle NTC2008 par. 11.2.10.7, considerando la condizione tensionale derivante dalla combinazione di azioni permanenti (G1 (peso proprio) + G2 (catenaria) + G5 (Carico dell'ammasso)).

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

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

Nella modellazione del rivestimento definitivo, con particolare riferimento al paragrafo 4.1.1.1 dell'NTC2008, si procede applicando un abbassamento uniforme della temperatura di -6.7° C agli SLU e di -8.9°C agli SLE.

6.3.7 Rigonfiamento G7

Dalla progressiva km 35+900 sino a km 37+500 e km 40+800 sino a km 43+800 si presenta un'inclinazione al rigonfiamento delle rocce dovuto alla mutazione delle scisti anidritiche in seguito a venute d'acqua.

Conformemente alle direttive del Committente, per il dimensionamento viene considerata una pressione di rigonfiamento pari a 0.3 MPa agente sul profilo GL-MS. Tali pressioni implicano adottare una sezione con rivestimento definitivo e con arco rovescio [7].

Der vom GL-MS mit Sohlgewölbe maximal ertragbare Quelldruck beträgt 1.8 MPa.

6.3.8 Temperatur Q1

Zur Dimensionierung der Innenschalen berücksichtigt man die thermischen Einwirkungen gemäss der Tabelle 18. Die Distanz zum Portal ist immer > 3km.

Abstand Portal / Distanza dall'imbocco [km]	< 3,0		3,0 - 10,0		>10,0	
Temperaturgradient / gradiente della temperatura ΔT [°C]	5		2		2	
ΔT_{eff} [°C]	Winter / inverno	Sommer / estate	Winter / inverno	Sommer / estate	Winter / inverno	Sommer / estate
		-16	16	-10	10	-6

Tabelle 18: Thermische Schwankung

La massima spinta di rigonfiamento sopportata dal profilo GL-MS con arco rovescio è pari ad oltre 1.8 MPa.

6.3.8 Temperatura Q1

Per il dimensionamento dei rivestimenti definitivi si considerano azioni termiche, in conformità alla seguente tabella, secondo la distanza dell'imbocco, sempre maggiore di 3 km.

Tabella 18: Variazione termica

Der Temperaturgradient zeigt die Temperaturdifferenz innerhalb des Bauteils.

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

6.3.9 Erdbebeneinwirkung E1

Die Erdbebeneinwirkung wird in bergmännisch aufgefahrenen Tunneln oft vernachlässigt, da sie schlecht erfasst werden kann. Der Tunnel schwingt bei einem Erdbebenereignis mit dem umliegenden Gebirge.

6.3.10 Druck / Sog infolge Zugfahrt A1

Die Verdichtungs- und Druckentlastungsvorgänge aus der Zugdurchfahrt sind in Dokument D0118-00064 „Aerodynamik – Klima – Lüftung“ festgelegt. Dem Dokument kann entnommen werden, dass im Extremfall (außergewöhnliche Einwirkungen) im Tunnel aerodynamische Einwirkungen von $\Delta p_{Druck} = +11 \text{ kN/m}^2$ und $\Delta p_{Sog} = -9 \text{ kN/m}^2$ auftreten. Da diese Einwirkungen, auch unter Berücksichtigung der entsprechend angepassten Teilsicherheitsfaktoren wirken, werden die aerodynamischen Einwirkungen nur in Kombination von Einwirkungen bei außergewöhnlicher Bemessungssituation angesetzt.

6.3.11 Anpralllast A2

Die Einwirkung Anprall Schienenfahrzeuge ist nur in den Verzweigungsbauwerken und Portalen zu berücksichtigen, welche in dem vorliegenden Abschnitt der Hauptröhre nicht vorkommen. Die Anpralllasten können somit in den Berechnungen vernachlässigt werden.

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

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

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

6.3.11 Urto A2

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

6.3.12 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 Eisenbahntunneln“, wird die Stabilität aller Bauwerke im Hinblick auf die Temperatur-Zeit Kurve laut UNI 11076 gemäß

D0118-04326 "Sicherheit gegen Brandexplosionen" gewährleistet.

Die bewehrten und unbewehrten Abschnitte sind hinsichtlich eines Brandes gemäß den Kriterien des spezifischen Berichts[14] geprüft worden. Die Ergebnisse sind im Anhang 4 zusammengestellt. Gemäss Tabelle D.6.3, D.M. 16.02.2007 "Klassifizierung der Feuerbeständigkeit der Bauprodukte und -elemente für Bauwerke" sind folgende Bedingungen zur Gewährleistung der REI 120 Klasse erfüllt:

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

Beide Voraussetzungen sind gewährleistet, wie im Anhang 4 zu sehen ist.

6.4 EINWIRKUNGSKOMBINATIONEN

Die zu untersuchenden Einwirkungskombinationen sind gemäß NTC2008 mit den entsprechenden Kombinationsbeiwerten ψ zu berücksichtigen.

Die maßgebenden Einwirkungskombinationen für die Dimensionierung der Innenschale sind tabellarisch zusammengefasst.

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 [14] come riportato in Appendice 4. In questa sede ci si limita ad osservare che in accordo alla tabella D.6.3 del D.M. 16.02.2007 "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione" condizioni sufficienti affinché la classe di resistenza REI 120 sia garantita sono:

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

6.4 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni delle azioni da analizzare devono essere considerate in conformità alle NTC2008, con i relativi coefficienti di combinazione ψ .

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

Lastfall / Caso di carico	ständig / permanenti							vorübergehend / variabili			aussergewöhnlich / eccezionali				
	Eigengewicht	Oberleitung	Sohlbeton	Wasserdruck	Gebirgslast ohne Auftrieb	Kriechen und Schwinden	Quell-Druck	Temperatur (Sommer)	Temperatur (Winter)	Verkehrslast (Zugfahrt)	Erdbeben	Anprall	Brand	Druck infolge Zugfahrt	Sog infolge Zugfahrt
	Peso proprio	Catenaria	Carichi permanenti sull'arco rovescio	Carico idraulico	Carichi della roccia in condizioni asciutte	Ritiro e rilassamento	Swelling - Squeezing	Temperatura (Estate)	Temperatura (Inverno)	Carico ferroviario	Sisma	Impatto	Fuoco	Carico aerodinamico (pressione)	Carico aerodinamico (aspirazione)
Einwirkungskombination / Combinazioni	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	Q1	Q1	Q2	E1	A2	A3	A1	A1
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						
7	1.35	1.35	1.00	1.35	1.35		1.35	1.50							
	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00							
8	1.35	1.35	1.00	1.35	1.35	1.00	1.35		1.50						
	1.00	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
13	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			0.60			1.00				
14	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			0.60		1.00				
15	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		1.00	0.60			1.00				
16	1.00	1.00	1.00	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			0.60				1.00		
23	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		1.00	0.60					1.00		
24	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		0.60				1.00		

Tabelle 19: Einwirkungskombinationen (rosa GZT und weiss GZG)

Tabella 19: Combinazioni di carico (in rosa le combinazioni SLU e in bianco le combinazioni SLE)

6.5 NACHWEISE

Für den Nachweis der Tragsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit der Innenschale sind die Einwirkungskombinationen gemäß Vorgaben des NTC2008, Abs. 2.5.3 berücksichtigt worden.

6.5.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

6.5.1.1 Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen

Die zu berücksichtigenden Teilsicherheitsfaktoren variieren in Abhängigkeit der Einwirkungskombinationen und -typen. Folgende Teilsicherheitsfaktoren sind gemäß EC 7 bzw. NTC2008 für ständige, vorübergehende und 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 diese 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

Gemäß EN 1990 bzw. NTC2008 werden folgende Kombinationsbeiwerte verwendet.

6.5 VERIFICHE

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

6.5.1 Stati Limite Ultimi (SLU)

6.5.1.1 Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni

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

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

6.5.1.2 Coefficienti di combinazione delle azioni

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

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 20: Reduktionsbeiwerte

Tabella 20: Coefficienti di combinazione

6.5.1.3 Einwirkungskombinationen

Die zu untersuchenden Einwirkungskombinationen sind gemäß NTC2008 mit den entsprechenden Kombinationsbeiwerten ψ zu berücksichtigen.

Die für die Dimensionierung der Innenschale entsprechenden maßgebenden Einwirkungskombinationen sind hinsichtlich den vor Ort vorherrschenden Randbedingungen auszuwählen.

6.5.1.4 Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände

Die Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände bei einer ständigen und vorübergehenden Bemessungssituation sind wie mit BBT SE vereinbart, wie folgt zu betrachten. Unter Berücksichtigung einer Bauwerkslebensdauer von 200 Jahren.

Stahlbeton

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

Unbewehrter Beton

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

Für den Nachweise der außergewöhnlichen Bemessungssituation sind die Teilsicherheitsfaktoren mit $Y_c = 1,20$ und $Y_s = 1,00$ zu berücksichtigen. Der Abminderungsbeiwert der Betondruckfestigkeit α 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 Biegung-Normalkraft-Nachweis des unbewehrten Betons, welcher vorwiegend nicht komprimiert ist, erfolgt gemäß NTC2008, durch Prüfung folgender Ungleichung:

6.5.1.3 Combinazione delle azioni

Le combinazioni delle azioni da analizzare devono essere considerate in conformità alle NTC2008, con i relativi coefficienti di combinazione ψ .

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

6.5.1.4 Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze

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

Calcestruzzo armato

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

Calcestruzzo non armato

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

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

6.5.1.5 Verifica a pressoflessione

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

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

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

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

Wobei

- N_{Ed} , M_{Ed} die Bemessungsschnittgrößen sind
- b die Breite des Abschnitts ist (1 m)
- h die Höhe des Abschnitts ist
- x die Höhe des reagierenden Abschnitts ist

Dove

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

Bei den unbewehrten Abschnitten mit hoher Exzentrizität, bei denen die oben ausgeführte Prüfung nicht erfüllt werden kann, wird gemäß EC2, Absatz 12.3.1 die Betonzugfestigkeit f_{ctd} berücksichtigt. Die Prüfung gilt als erfüllt, wenn:

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

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

Wobei J der Trägheitsmoment des Abschnitts ist.

Dove J è il momento d'inerzia della sezione.

6.5.1.6 Bemessung Querkraft

6.5.1.6 Verifica a taglio

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

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

Der Nachweis bei der unbewehrten Innenschale erfolgt gemäß des NTC2008, bei Prüfung folgender Ungleichung:

Per il rivestimento interno non armato si seguono le NTC2008, verificando la seguente disuguaglianza:

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

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

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

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

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

Bei den überwiegend komprimierten Abschnitten wird die Durchschnittsbelastung der Komprimierung σ_c als Durchschnitt der Komprimierungen im reagierenden Abschnittsteil

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

berechnet:

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

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 komprimiert als auch gespannt gewertet wird.

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

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

6.5.2 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

6.5.2.1 Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen

Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit sind die charakteristischen Einwirkungen mit ihren Kombinationen zu berücksichtigen.

6.5.2.2 Kombinationsbeiwerte der Einwirkungen

In Tabelle 20 befinden sich die bei Einwirkungskombinationen zu berücksichtigenden Beiwerte. Die Kombinationsbeiwerte sind gemäß Tabelle 19 zu berücksichtigen.

6.5.2.3 Einwirkungskombinationen

Die zu untersuchenden Einwirkungskombinationen sind gemäß NTC2008 mit den entsprechenden Kombinationsbeiwerten ψ zu berücksichtigen.

6.5.2.4 Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände

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

6.5.2.5 Ermittlung der Verformungen

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

6.5.2.6 Begrenzung der Rissbreiten

Im GZG, unter Berücksichtigung des NTC2008, ist die maximale Rissbreite für die maßgebenden Einwirkungskombinationen unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsfaktoren und Abminderungsfaktoren ψ laut Tabelle 18 nachzuweisen. Die zulässige Rissbreite für Normalbeton ohne besondere Stärkeanforderung, oder bei

6.5.2 Stati Limite Esercizio (SLE)

6.5.2.1 Coefficienti parziali di sicurezza delle azioni

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

6.5.2.2 Coefficienti di combinazione delle azioni

In Tabella 20 si trovano i coefficienti da considerare nelle combinazioni delle azioni. I coefficienti di combinazione sono da considerare come in Tabella 19.

6.5.2.3 Combinazioni delle azioni

Le combinazioni delle azioni da analizzare devono essere considerate in conformità alle NTC2008, con i relativi coefficienti di combinazione ψ .

6.5.2.4 Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze

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

6.5.2.5 Calcolo delle deformazioni

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

6.5.2.6 Limitazione dello spessore delle fessure

In considerazione delle NTC2008, si controlla allo SLE lo spessore massimo delle fessure w_{kcal} per le combinazioni di carico rilevanti, in considerazione dei fattori parziali di sicurezza e dei coefficienti di riduzione ψ secondo Tabella 18. La larghezza delle fessure ammessa per il cls normale senza particolari requisiti di spessore o in

Vorliegen der Abdichtung ist auf $w_{kal} \leq 0,3$ mm zu begrenzen.

Bei besondereren Anforderung an die Dichtigkeit der Innenschale oder bei aggressiven Umweltbedingungen ist die maximale Rissbreite auf $w_{kal} \leq 0,2$ mm zu begrenzen.

6.6 BAULICHE DURCHBILDUNG

6.6.1 Expositionsklasse und Mindestbetondeckung

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

Die Berechnung der Mindestbetonüberdeckung zur Gewährleistung der Bauwerklebensdauer >100 Jahre ist gemäß NTC2008 durchgeführt:

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

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

Tabelle 21: Mindestüberdeckung

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

6.6.2 Mindestbewehrung

Ist eine bewehrte Innenschale vorgesehen, wird die Mindestbewehrung gemäß NTC2008, Absatz 4.1.6.1.1 eingesetzt.

Die Querschnittsfläche der Längszugbewehrung darf nicht geringer sein als:

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

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

wobei

- b die mittlere Breite der Zugzone vertritt
- d die Nutzhöhe des Querschnitts ist

presenza di impermeabilizzazione è limitata a $w_{kal} \leq 0,3$ mm.

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

6.6 STRUTTURA COSTRUTTIVA

6.6.1 Classe di esposizione e copriferro minimo

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

Il calcolo del copriferro minimo al fine di garantire una vita utile dell'opera >100 anni è condotto in accordo alle NTC2008:

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

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

Tabella 21: 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 NTC2008.

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

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

Dove

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

- f_{ctm} der Mittelwert der Zugfestigkeit des Betons ist
- f_{yk} der charakteristische Wert der Streckgrenze des Betonstahls ist

- 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

6.7.1 GL-MS mit Sohlstein

Die Innenschale des GL-MS mit Sohlstein [5] erfordert gemäss den Berechnungen ein 40 cm starkes Gewölbe und eine 50 cm starke Sohle, beide aus C30/37.

Die massgebende Einwirkungskombination (6) berücksichtigt das Eigengewicht G1, die Oberleitung G2, der Gebirgsdruck G5, das Kriechen und Schwinden G6 und die winterliche thermische Einwirkung Q1.

Aus den Analysen gemäss Anhang 2 resultiert, dass die Bemessung auf Biegung und Längskraft, sowie die auf Querkraft für das unbewehrte Gewölbe erfüllt ist.

Die Sohle wird mit $\phi 12$ mm alle 15 cm bewehrt, mit $\phi 12$ mm alle 30 cm Verteilbewehrung bei den äusseren Lagen armiert.

Es ist keine Querkraftbewehrung erforderlich.

6.7.2 GL-MS ohne Sohlstein

Die Innenschale des GL-MS mit Sohlgewölbe [6] erfordert gemäss den Berechnungen ein 40 cm starkes Gewölbe und eine 160 cm starke Sohle, beide aus C30/37.

Die massgebende Einwirkungskombination (8) berücksichtigt das Eigengewicht G1, die Oberleitung G2, der Gebirgsdruck G5, das Kriechen und Schwinden G6, den Quelldruck G7 sowie die winterliche thermische Einwirkung Q1.

Aus den im Anhang 2 anwesenden Analysen resultiert, dass das Gewölbe mit $\phi 12$ mm alle 15 cm bewehrt wird, mit $\phi 12$ mm alle 30 cm Verteilbewehrung.

Die Sohle wird mit $\phi 16$ mm alle 15 cm bewehrt, mit Zulagen $\phi 16$ mm alle 15 cm in der oberen Lage. Für die Verteilbewehrung sind $\phi 12$ mm alle 30 cm.

Es ist keine Querkraftbewehrung erforderlich.

6.7 RISULTATI

6.7.1 GL-MS con concio di base

Il rivestimento definitivo del profilo GL-MS [5] con concio di base comporta, al netto delle tolleranze, uno spessore di 40 cm di calcestruzzo C30/37 in calotta e 50 cm in platea.

La combinazione di carico decisiva (6) tiene in considerazione il peso proprio della struttura G1, la catenaria G2, la pressione dell'ammasso G5, l'azione dovuta alla viscosità ed al ritiro del calcestruzzo G6 e l'azione termica invernale Q1.

Dalle analisi in Appendice 2 risulta che in calotta le verifiche di pressoflessione e di taglio sono soddisfatte senza armatura, mentre in platea si prevede un'armatura costituita da $\phi 12$ mm a passo 15 cm, con $\phi 12$ mm a passo 30 cm di ripartizione.

Non è richiesta armatura di taglio.

6.7.2 GL-MS con arco rovescio

Il rivestimento definitivo del profilo GL-MS con arco rovescio comporta, al netto delle tolleranze, [6] uno spessore di 40 cm di calcestruzzo C30/37 in calotta e 160 cm in platea

La combinazione di carico decisiva (8) tiene in considerazione il peso proprio della struttura G1, la catenaria G2, la pressione dell'ammasso G5, l'azione dovuta alla viscosità ed al ritiro del calcestruzzo G6, il rigonfiamento G7 e l'azione termica invernale Q1.

Dai risultati delle analisi in Appendice 2 si prevede un'armatura in calotta costituita da $\phi 16$ mm a passo 15 cm, con $\phi 14$ mm a passo 30 cm di ripartizione. In arco rovescio si prevede un'armatura costituita da $\phi 16$ mm a passo 15 cm con rinforzi nello strato superiore di $\phi 16$ mm a passo 15 cm, e con $\phi 12$ mm a passo 30 cm di ripartizione.

Non è richiesta armatura di taglio.

7 VERZEICHNISSE

7.1 TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: Kilometrierung, Überdeckung und lithologische Zusammensetzungen der Homogenbereichen.....	11
Tabelle 2: Einteilung der Bemessungsschnitte.....	12
Tabelle 3: Massgebende Kilometrierung und Besonderheiten der Bemessungsschnitte.....	13
Tabelle 4: Charakteristische Widerstands- und Verformungsparameter pro Bemessungsschnitt [1].....	14
Tabelle 5: Trennflächenorientierung im Bemessungsabschnitt OB2	14
Tabelle 6: Trennflächenorientierung im Bemessungsabschnitt OB3	14
Tabelle 7: Trennflächenorientierung im Bemessungsabschnitt OB4	15
Tabelle 8: Trennflächenorientierung im Bemessungsabschnitt OB5	15
Tabelle 9: Trennflächenorientierung im Bemessungsabschnitt OB6	15
Tabelle 10: Parameter für die Kennlinien-Analyse.....	17
Tabelle 11: Geometrische Parameter	19
Tabelle 12: maximale Verformungen	22
Tabelle 13: Auswirkungen auf die Verkleidung, die durch das Gebirge verursacht werden	23
Tabelle 14: Für das Tübbingsdesign angewendete Parameter	27
Tabelle 15: Faktor für das Eigengewicht während des Transports	30
Tabelle 16: Kombinationsbeiwerte.....	31
Tabelle 17: Dimensionierung der Tübbingen für ein- und zweischalige Auskleidung	35
Tabelle 18: Thermische Schwankung	41
Tabelle 19: Einwirkungskombinationen (rosa GZT und weiss GZG)	43
Tabelle 20: Reduktionsbeiwerte	44
Tabelle 21: Mindestüberdeckung.....	47

7 ELENCHI

7.1 ELENCO DELLE TABELLE

Tabella 1: Chilometraggio, copertura e composizione litologica dei domini geomeccanici omogenei	11
Tabella 2: Caratterizzazione dei settori di calcolo [2]	12
Tabella 3: Chilometraggi rappresentativi dei settori di calcolo e loro peculiarità	13
Tabella 4: Valori caratteristici dei parametri di resistenza e deformabilità delle litologie corrispondenti ai chilometraggi rappresentativi dei settori di calcolo [1]	14
Tabella 5: Giacitura delle discontinuità nel settore OB2....	14
Tabella 6: Giacitura delle discontinuità nel settore OB3....	14
Tabella 7: Giacitura delle discontinuità nel settore OB4....	15
Tabella 8: Giacitura delle discontinuità nel settore OB5....	15
Tabella 9: Giacitura delle discontinuità nel settore OB6....	15
Tabella 10: Parametri utilizzati per l'analisi delle linee caratteristiche	17
Tabella 11: Parametri geometrici	19
Tabella 12: Deformazioni e tolleranze della macchina	22
Tabella 13: Pressioni sul lining dovute dall'ammasso sul lining	23
Tabella 14: Parametri utilizzati per il dimensionamento del rivestimento di prima fase.....	27
Tabella 15: Fattori di incremento del peso proprio nelle fasi di movimentazione	30
Tabella 16: Coefficienti di combinazione	31
Tabella 17: Dimensionamento conci per rivestimento singolo e doppio	35
Tabella 18: Variazione termica	41
Tabella 19: Combinazioni di carico (in rosa le combinazioni SLU e in bianco le combinazioni SLE).....	43
Tabella 20: Coefficienti di combinazione	44
Tabella 21: Copriferro minimo.....	47

7.2 ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: Schematische Darstellung der TBM.....	18
Abbildung 2: Kennlinien	18
Abbildung 3: Verschiebungsmechanismus der Kronencutter19	
Abbildung 4: Resultate der Kennlinien-Analyse für km 34.3, 36, 39.1, 40.2 und 42.....	21
Abbildung 5: Schematische Darstellung der geometrischen TBM-Verhältnisse.....	23
Abbildung 6: Spannungsumlagerung aufgrund der Berücksichtigung einer durch Fugen verminderten Steifigkeit [12]	25
Abbildung 7: Einflussfläche der TBM-Schuhe	26
Abbildung 8: Pressenschuhe der TBM.....	30
Abbildung 9: Nachweis des Spaltzugs Z_{td} und der Abplatzsicherheit unter der Rückstellkraft F_{max} des Dichtprofils	33
Abbildung 10: Schematische Darstellung für die Anordnung der Bewehrung in den Tübbingen.....	35
Abbildung 11: Schematische Darstellung der Schnittstelle	37
Abbildung 12: Oberleitung.....	39

7.3 ANLAGENVERZEICHNIS

- ANHANG 1 – TABELLEN DER GEBIRGSARTEN
- ANHANG 2 – FEM-ANALYSE DER INNENSCHALE
- ANHANG 3 – KENNLINIEN
- ANHANG 4 – BRANDBEMESSUNG
- ANHANG 5 – ANALYSE DER TÜBBINGEN

7.4 BIBLIOGRAFIE UND QUELLEN

7.4.1 Dokumente der Ausschreibungsplanung

- [1] 02_H61_GD_992_GTB_D0700_13018 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 – Gesamtbauwerke – Technischer Bericht – Geomechanischer Bericht, Allgemein
- [2] 02_H61_GD_025_GTB_D0700_23001 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 – Gesamtbauwerke – Technischer Bericht –

7.2 ELENCO DELLE ILLUSTRAZIONI

Figura 1: Schema della TBM	18
Figura 2: Linee caratteristiche	18
Figura 3: Estensione die cutters di corona	19
Figura 4: Risultati dell'analisi delle linee caratteristiche per i km. 34.3, 36, 39.1, 40.2 e 42	21
Figura 5: Schema degli spessori geometrici della TBM.....	23
Figura 6: Redistribuzione delle sollecitazioni dovuta all'ipotesi di rigidità ridotta per la presenza dei giunti [12].....	25
Figura 7: Superficie di azione e posizionamento errato della scarpa	26
Figura 8: Mazze della TBM.....	30
Figura 9: Verifica dell'azione di distacco Z_{td} e della sicurezza a rottura degli spigoli mediante reazione di contrasto F_{max} ...	33
Figura 10: Schema di applicazione dell'armatura dei conci35	
Figura 11: Schematizzazione dell'interfaccia	37
Figura 12: Carichi della catenaria	39

7.3 ELENCO APPENDICI

- APPENDICE 1 - SCHEDE GEOMECCANICHE
- APPENDICE 2 – ANALISI STATICHE RIVESTIMENTO DEFINITIVO
- APPENDICE 3 – COMPORTAMENTO DELLA ROCCIA
- APPENDICE 4 – ANALISI AL FUOCO
- APPENDICE 5 – ANALISI DEL RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE

7.4 BIBLIOGRAFIA E FONTI

7.4.1 Documenti in ingresso

- [1] 02_H61_GD_992_GTB_D0700_13018 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Opere generali – Relazione tecnica – Relazione geomeccanica generale
- [2] 02_H61_GD_025_GTB_D0700_23001 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Opere generali – Relazione tecnica –

Geomechanischer Bericht, Detail	Relazione geomeccanica di dettaglio
[3] 02_H61_GD_025_GLS_D0700_23002-23008 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 – Gesamtbauwerke – Längenschnitt – Voraussicht Geomechanisches- und Projektierungsprofile	[3] 02_H61_GD_025_GLS_D0700_23002-23008 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules 2-3 - Opere generali – Profilo longitudinale – Profili geomeccanici e progettuali di previsione
[4] 02_H61_EG_991_KLP_D0700_12050-12056 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 – Gesamtbauwerke – Lageplan – Lageplan der Bauwerke	[4] 02_H61_EG_991_KLP_D0700_12050-12056 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules 2-3 - Opere generali – Planimetria delle opere – Planimetrie
[5] 02_H61_TY_030_KRP_D0700_23301 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 – Haupttunnel – Regelprofil – Regelprofil GL-MS, Zweischalig	[5] 02_H61_TY_030_KRP_D0700_23301 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules 2-3 – Gallerie principali – Sezione tipo – Sezioni tipo applicata GL-MS, rivest. doppio
[6] 02_H61_TY_030_KRP_D0700_23307 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 – Haupttunnel – Regelprofil – Regelprofil GL-MS, Zweischalig, Gewölbe ohne Sohlstein	[6] 02_H61_TY_030_KRP_D0700_23307 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules 2-3 – Gallerie principali – Sezione tipo – Sezioni tipo GL-MS, rivest. doppio, con arco rovescio
[7] 02_H61_GD_025_KTB_D0700_23053 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 – Gesamtbauwerke Teil 3 – Technischer Bericht – Leitfaden für die Wahl des Ausbruchsquerschnitte	[7] 02_H61_GD_025_KTB_D0700_23053 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules 2-3 – Progettazione delle opere – Relazione tecnica – Linee guida per l'applicazione delle sezioni tipo
[8] 02_H61_OP_025_KTB_D0700_23054 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 – Gesamtbauwerke Teil 3 – Technischer Bericht – Materialienbericht	[8] 02_H61_OP_025_KTB_D0700_23054 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules 2-3 – Opere generali parte 3 – Relazione tecnica – Relazione sui materiali
[9] 00_Ü01_GD_001_D0616_III_08_TB_3601_25 - Brenner Basistunnel - Regelplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 – Grundlagen für die Planung – Bemessung und konstruktive Durchbildung der Bauwerke – Technischer Bericht – Leitfaden für die Modellierung und Festlegung der Berechnungsgrundsätze	[9] 00_Ü01_GD_001_D0616_III_08_TB_3601_25 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione di sistema – Dati di base per la progettazione – Dimensionamento e configurazione strutturale delle opere – Relazione tecnica – Linee guida per la modellazione e la definizione dei principi di calcolo
[10] 00_Ü01_GD_001_D0616_III_08_TB_3602_25 - Brenner Basistunnel - Regelplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 – Grundlagen für die Planung – Bemessung und konstruktive Durchbildung der Bauwerke – Technischer Bericht – Bemessungskonzept Spritzbetonaussenschale	[10] 00_Ü01_GD_001_D0616_III_08_TB_3602_25 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione di sistema – Dati di base per la progettazione – Dimensionamento e configurazione strutturale delle opere – Relazione tecnica – Standard per il dimensionamento – Rivestimento esterno in spritzbeton (calcestruzzo proiettato)
[11] 00_Ü01_GD_001_D0616_III_08_TB_3603_25 - Brenner Basistunnel - Regelplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 – Grundlagen für die Planung – Bemessung und konstruktive Durchbildung der Bauwerke – Technischer Bericht – Bemessungskonzept Innenschale	[11] 00_Ü01_GD_001_D0616_III_08_TB_3603_25 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione di sistema – Dati di base per la progettazione – Dimensionamento e configurazione strutturale delle opere – Relazione tecnica – Standard per il dimensionamento strutturale dei rivestimenti definitivi
[12] 00_Ü01_GD_001_D0616_III_08_TB_3604_25 - Brenner Basistunnel - Regelplanung - D0700: Baulos	[12] 00_Ü01_GD_001_D0616_III_08_TB_3604_25 -

Mauls 2-3 – Grundlagen für die Planung – Bemessung und konstruktive Durchbildung der Bauwerke – Technischer Bericht – Bemessungskonzept Tübbingring

- [13] 02_H61_DT_990_D0700_11115 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 – Gesamtbauwerke – Technischer Bericht – Technische Vertragsbedingungen – Untertagbau, maschineller Vortrieb
- [14] 02_H61_EG_995_KTB_D0700_15003 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 – Gesamtbauwerke – Sicherheit gegen Feuereinwirkung

Galleria di Base del Brennero - Progettazione di sistema – Dati di base per la progettazione – Dimensionamento e configurazione strutturale delle opere – Relazione tecnica – Standard per il dimensionamento strutturale dell'anello in conci

- [13] 02_H61_DT_990_D0700_11115 – Galleria di Base del Brennero – Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules 2-3 – Opere generali – Relazione tecnica – Disposizioni tecniche di contratto – Lavori in sotterraneo, lavori di scavo con TBM aperta e TBM scudata
- [14] 02_H61_EG_995_KTB_D0700_15003 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules 2-3 - Opere generali - Sicurezza nei riguardi dell'esposizione al fuoco

7.4.2 Normen und Richtlinien

- [15] Technische Konstruktionsnormen 2008 – NTC 2008;
- [16] Leitfaden N.617, Vorgehensweise für technische Konstruktionsnormen, Ausgabe Januar 2008
- [17] DM 28/10/2005 Sicherheit für Bahntunnel
- [18] UNI EN1990:2006 - Eurocodice 0 – Grundlage für Konstruktion und Dokumentation zur nationalen Umsetzung ;
- [19] UNI EN 1991-1; Eurocode 1 – Actions on structures – 2010/2011
- [20] UNI EN 1992:2005 - Eurocodice 2 – Planung von für Stahlbetonbauwerke und Dokumente zur nationalen Umsetzung;
- [21] UNI EN 1997:2005 - Eurocodice 7 – Geotechnik und Dokumente zur nationalen Umsetzung
- [22] UNI EN 1992-1-2:2005
- [23] UNI 11076: 2003
- [24] D.M. 16.02.2007

7.4.3 Literatur

- [25] Ribacchi R., Riccioni R. – Stato di sforzo e di deformazione intorno ad una galleria circolare. Gallerie e grandi opere sotterranee, 1977.

7.4.2 Normativa

- [15] Norme Tecniche delle Costruzioni 2008 – NTC 2008;
- [16] Circolare n.617, Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 14 gennaio 2008
- [17] DM 28/10/2005 , Sicurezza nelle gallerie ferroviarie.
- [18] UNI EN1990:2006 - Eurocodice 0 – Basi per la progettazione strutturale e documento di applicazione nazionale3
- [19] UNI EN 1991-1; Eurocode 1 – Actions on structures – 2010/2011
- [20] UNI EN 1992:2005 - Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo e documento di applicazione nazionale
- [21] UNI EN 1997:2005 - Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica e documento di applicazione nazionale
- [22] UNI EN 1992-1-2:2005 "Progettazione delle strutture in calcestruzzo Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
- [23] 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"
- [24] D.M. 16.02.2007 "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione"

7.4.3 Letteratura

- [25] Ribacchi R., Riccioni R. – Stato di sforzo e di deformazione intorno ad una galleria circolare. Gallerie e grandi opere sotterranee, 1977.

- [26] Nguyen-Minh D., Guo C. – Recent progress in convergence confinement method”, Eurock '96, pagg. 855-860.
- [27] Gamble J.C. – Durability-plasticity classification of shales. Ph. D. Thesis, University of Illinois, 1971.
- [28] Sakurai – Lessons Learned from Field Measurements in Tunneling. Tunneling and Underground Space Technology, 1997.
- [29] HOEK E., CARRANZA TORRES C., CORKUM B. – Hoek-Brown failure criterion. 2002
- [30] UNWEDGE-rocsience, Underground Wedge Stability Analysis Manual
- [31] Wang, J., 1993 - Seismic Design of Tunnels - A Simple State-of-the-Art Design
- [32] Hashash, Y., et al., 2001, - Seismic design and analysis of underground structures, Tunnelling and underground space technology 16, (247-293)
- [33] Pöttler, R. Die unbewehrte Innenschale im Felstunnelbau - Standsicherheit und Verformung im Reißbereich, Beton und Stahlbetonbau Heft 6, 1993
- [34] Pöttler, R. Standsicherheitsnachweis unbewehrter Innenschalen, Bautechnik 67, 1990
- [35] Rocscience Phase2 online manual (Swelllex / Split Sets Section - indicazioni Atlas Copco 2006)
- [36] Cai M., Kaiser P.K., Tasaka Y., Minami M. - Determination of residual strenght parameters of jointed rock masses using the GSI system. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 44 pag. 247-256, 2007
- [37] MIDAS GTS Manual
- [26] Nguyen-Minh D., Guo C. – Recent progress in convergence confinement method”, Eurock '96, pagg. 855-860.
- [27] Gamble J.C. – Durability-plasticity classification of shales. Ph. D. Thesis, University of Illinois, 1971.
- [28] Sakurai – Lessons Learned from Field Measurements in Tunneling. Tunneling and Underground Space Technology, 1997.
- [29] HOEK E., CARRANZA TORRES C., CORKUM B. – Hoek-Brown failure criterion. 2002
- [30] UNWEDGE-rocsience, Underground Wedge Stability Analysis Manual
- [31] Wang, J., 1993 - Seismic Design of Tunnels - A Simple State-of-the-Art Design
- [32] Hashash, Y., et al., 2001, - Seismic design and analysis of underground structures, Tunnelling and underground space technology 16, (247-293)
- [33] Pöttler, R. Die unbewehrte Innenschale im Felstunnelbau - Standsicherheit und Verformung im Reißbereich, Beton und Stahlbetonbau Heft 6, 1993
- [34] Pöttler, R. Standsicherheitsnachweis unbewehrter Innenschalen, Bautechnik 67, 1990
- [35] Rocscience Phase2 online manual (Swelllex / Split Sets Section - indicazioni Atlas Copco 2006)
- [36] Cai M., Kaiser P.K., Tasaka Y., Minami M. - Determination of residual strenght parameters of jointed rock masses using the GSI system. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 44 pag. 247-256, 2007
- [37] MIDAS GTS Manual

ANHANG 1 – TABELLE DER GEBIRGSARTEN

In der Folge sind die geomechanischen Parameter der massgebenden Gebirgsarten gemäss [1] eingetragen.

APPENDICE 1 - SCHEDE GEOMECCANICHE

Di seguito sono riportate le schede geomeccaniche per gli ammassi rocciosi secondo la Relazione [1].

Geotechnische Kennwerte	Gebirgsart GA-BST-KS-8f		
Parametri geotecnici	Tipo di ammasso roccioso GA-BST-KS-8f		
Lithologie	Bündnerschieferkomplex: Dünnschichtige Wechselfolge von Glimmermarmor, Kalzitquarzit und Phyllit (531)		
Litologia	Complesso dei calcescisti: alternanze poco spessi di calcescisti, quarziti calcitici e filladi (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
σ_c [MPa] med (F sf)	41	± 18	3
σ_c [MPa] min (F 45° sf)	24	± 9	12
m _i [-] (Hoek&Brown) aus Triax.-Druckversuch / da prova triassiale	12	± 2	4
E [MPa] aus Einax.-Druckversuch / da prova uniaxiale	43000	± 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	± 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			
Scistosità: Giacitura / Spaziatura	S: 355/60		
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 Discontinuitäten	RTF5: <1	S: 3-10	
Trennflächenöffnung [mm]	RTF2w: 0	RTF6: 0	
Apertura della discontinuità	RTF5: 0	S: 0	
Trennflächenrauigkeit JRCo [-]	RTF2w: 4-8	RTF6: 10-12	
Rugosità delle discontinuità	RTF5: 4-8	S: 4-8	
Trennflächenverwitterung (EN ISO 14689-1)			
Alterazione delle discontinuità			
Trennflächenfüllung (Typ u. %-Anteil)			
Riempimento delle discontinuità (tipo e %)			
Trennflächenkennwerte (Labor)	Bandbreite		Versuchszahl (n)
Parametri delle discontinuità (Laboratorio)	Range		Numero di prove (n)
$\Phi_{peak/res}$ [°] (unverwitt. TF / Disc. inalterate)	44,0-46,3 / 19,4-35,8		3 / 2
$C_{peak/res}$ [MPa] (unverwitt. TF / Disc. inalterate)	1,7-4,1 / 0,27-0,47		3 / 2
Gebirgskennwerte in-Situ	Bandbreite		Versuchszahl (n)
Parametri dell'ammasso roccioso in situ	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
σ_c [MPa] (Hoek&Brown)	1,5	0,9	2,0
σ_{cm} [MPa] (Hoek&Brown)	4,6	2,8	6,3
c [MPa] (Mohr-Coulomb): $H_{min}=910m / H_{max}=1110m$	1,8 / 2,0	1,5 / 1,7	2,0 / 2,3
ϕ [°] (Mohr-Coulomb): $H_{min}=910m / H_{max}=1110m$	28 / 26	24 / 23	30 / 29
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
$\sigma_{ci,k}$ (Gestein / roccia) [MPa]	33*	RMR [-] - Bienawski	60
$\sigma_{cm,k}$ (Gebirge / ammasso roccioso) [MPa]	6,3	$\sigma_v(\gamma \cdot H_{min/max})$ [MPa]	24,6 / 30,0
c_k (Gebirge / ammasso roccioso) [MPa] - $H_{min/max}$	2,0 / 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

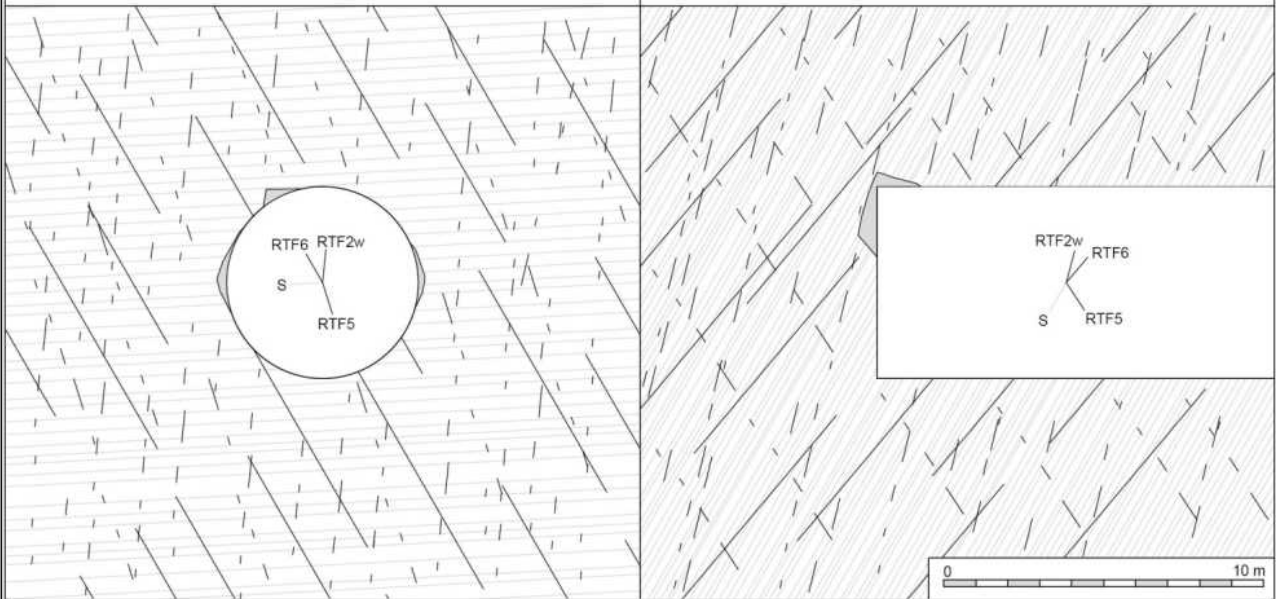
Gebirgsart : GA-BST-KS-8f

SW 263°

NE 83°

NW 353°

SE 173°



Gebirgsarten	GA-BST-KS-8f: Dünnschichtige Wechselfolge von Glimmermarmor, Kalzitquarzit und Phyll
Tipo di ammasso roccioso	GA-BST-KS-8f: Alternanze poco spessi di calcescisti, quarziti calcitici e filladi (531)
Orientierung der Haupttrennflächen	Steil einfallende, schleifend 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 $\sigma_{cm,k}/\sigma_{max}$	$\geq 0,21$: mediamente spingente
Einfluss des Bergwassers	gering
Influenza della falda	bassa
Quelldruck	keiner
Pressione di rigonfimento	assente
Gebirgsverhalten	GVT 3: Spannungsbedingte Entfestigung in Hohlräumnähe durch Abscheren über Trennflächen Ortsbrust: 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: locali distacchi di blocchi
Radialdeformation	< 15 cm (Kennlinienverfahren)
Deformazione radiale	< 15 cm (Metodo delle curve caratteristiche)
Bemerkungen	Überlagerung: 910 - 1110 m
Note	Coperatura: 910 - 1110 m

Geotechnische Kennwerte	Gebirgsart GA-US-PH-6a		
Parametri geotecnici	Tipo di ammasso roccioso GA-US-PH-6a		
Lithologie	Kaserer-FM: Phyllit bis Glimmerschiefer, Quarzphyllit, untergeordnet Schwarzphyllit (611, 623)		
Litologia	FM di Kaserer: da fillade a micascisto, fillade quarzifera, subordinato fillade nera (611, 623)		
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]	0,02704	$\pm 0,00055$	23
σ_{ci} [MPa] max (F \perp sf)	71	± 15	18
σ_{ci} [MPa] min (F 45° sf) aus PLT / da prova PLT	43	± 9	10
m_i [-] (Hoek&Brown) aus Triax.-Druckversuch / da prova triassiale	8	± 2	9
E [MPa] aus Einax.-Druckversuch / da prova uniassiale	43400	± 8100	15
ν [-] aus Einax.-Druckversuch / da prova uniassiale	0,22	$\pm 0,04$	9
CAI [-]	3,0	$\pm 0,3$	8
äquiv. Qz-Gehalt / Contenuto equ.di Qz [%]	69	± 2	3
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: 350/80		
Scistosità: Giacitura / Spaziatura			
Trennflächenorientierung [°] (Vertrauenskegel)	RTF1: 180/70	RTF3: 235/70	
Giacitura delle discontinuità (Cono di confidenza)	RTF2e: 080/85	RTF6: 050/80	
Trennflächenabstände [mm]	RTF1: 200-600	RTF3: 20-60	S: 20-60
Spaziatura delle discontinuità	RTF2e: 60-200	RTF6: 200-600	
Trennflächendurchgängigkeit [m]	RTF1: 1-3	RTF3: <1	S: 3-10
Persistenz der discontinuità	RTF2e: <1	RTF6: 1-3	
Trennflächenöffnung [mm]	RTF1: 0	RTF3: 0	S: 0
Apertura della discontinuità	RTF2e: 0	RTF6: 0	
Trennflächenrauigkeit JRC ₀ [-]	RTF1: 4-8	RTF3: 4-8	S: 4-8
Rugosità delle discontinuità	RTF2e: 4-8	RTF6: 8-10	
Trennflächenverwitterung (EN ISO 14689-1)			
Aterazione delle discontinuità			
Trennflächenfüllung (Typ u. %-Anteil)			
Riempimento delle discontinuità (tipo e %)			
Trennflächenkennwerte (Labor)	Bandbreite		Versuchszahl (n)
Parametri delle discontinuità (Laboratorio)	Range		Numero di prove (n)
$\Phi_{peak/res}$ [°] (unverw.itt. TF / Disc. inalterate)			
$C_{peak/res}$ [MPa] (unverw.itt. TF / Disc. inalterate)			
Gebirgskennwerte in-Situ	Bandbreite		Versuchszahl (n)
Parametri dell'ammasso roccioso in situ	Range		Numero di prove (n)
E [MPa] (BLA / Prova dilatometrica): Last/carico 8,7-9,5 MPa	40000-45300		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)	70	\pm	
RMR [-] (Bieniawski, 1999)	45	\pm	
GSI [-] (Hoek)	35	± 5	
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
σ_c [MPa] (Hoek&Brown)	1,7	1,0	3,2
σ_{cm} [MPa] (Hoek&Brown)	7,9	5,5	12,0
c [MPa] (Mohr-Coulomb): $H_{min}=1510m / H_{max}=1610m$	3,3 / 3,4	2,8 / 2,9	3,9 / 4,0
φ [°] (Mohr-Coulomb): $H_{min}=1510m / H_{max}=1610m$	31 / 30	27 / 27	33 / 33
E [MPa] (Boyd/Serafim 1983 / Hoek 2002 / Hoek&Diederichs 2006)	7500 / (3600) / 4900	7500 / (2400 / 2900)	7500 / 5200 / 8200
Charakteristische Werte / Valori caratteristici	Inputparameter / Valori di input		
γ_k (Gebirge / ammasso) [kN/m ³]	27,0	GSI [-] - Hoek&Brown	40
$\sigma_{ci,k}$ / (σ_{ci} max / min) (Gestein / roccia) [MPa]	55* / (71 / 43)	RMR [-] - Bieniawski	45
$\sigma_{cm,k}$ (Gebirge / ammasso roccioso) [MPa]	7,5	σ_v ($\gamma \cdot H$ max) [MPa]	43,5
C_k (Gebirge / ammasso roccioso) [MPa]	2,5	ko [-]	0,7-0,9
φ_k (Gebirge / ammasso roccioso) [°]	24		
E_k (Gebirge / ammasso roccioso) [MPa]	6000		
Bemerkungen	* Der Wert für die maßgebende Belastungsrichtung (F \parallel sf) wurde auch von PLT-Tests abgeleitet; Laborergebnisse der Lithologien 611 und 623		
Note	* Il valore per la direzione di carico determinante (F \parallel sf) è stato dedotto anche da prove PLT; Risultati delle prove di laboratorio delle litologie 611 e 623		

GA-US-PH-6a: Gebirgsverhaltenstyp GVT 4-1

GA-US-PH-6a: Comportamento dell'ammasso roccioso TCR 4-1

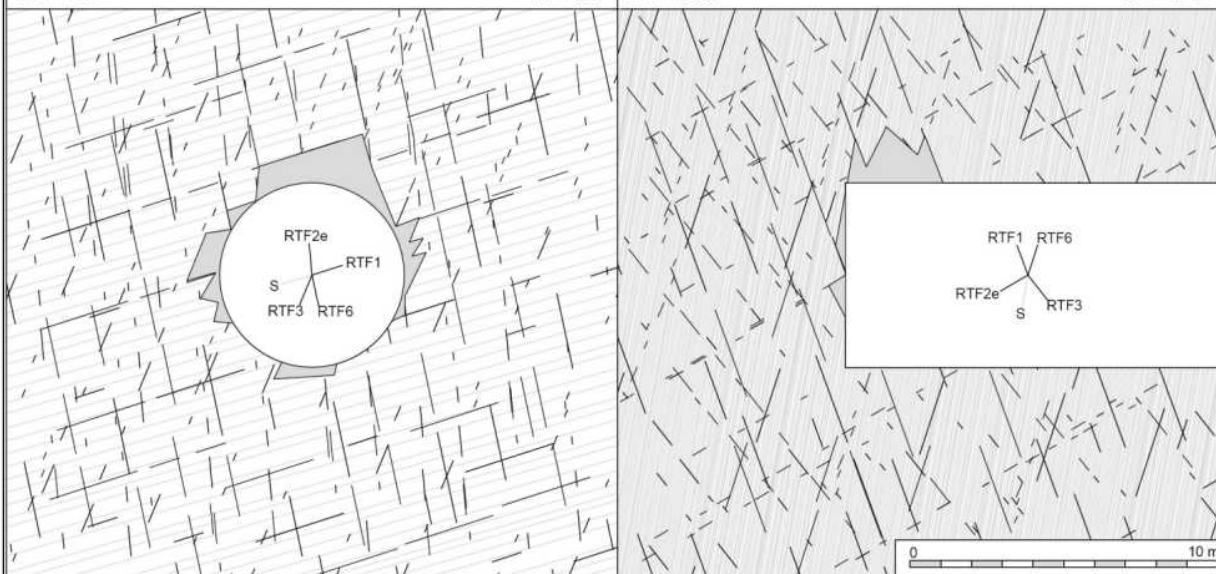
Gebirgsart : GA-US-PH-6a

SW 263°

NE 83°

NW 353°

SE 173°



Gebirgsarten	GA-US-PH-6a: Phyllit bis Glimmerschiefer, Quarzphyllit, untergeordnet Schwarzphyllit (611
Tipo di ammasso roccioso	GA-US-PH-6a: Da fillade a micascisto, fillade quarzifera, subordinato fillade nera (611, 623
Orientierung der Haupttrennflächen	Steil einfallende, schleiend, quer bzw. senkrecht zur Tunnelachse verlaufende Trennflächen Schieferung: steil einfallend, senkrecht zur Tunnelachse
Direzione delle discontinuità principali	Discontinuità ad alta inclinazione con direzione subparallela, trasversale e perpendicolare all'AT; Scistosità ad alta inclinazione con direzione perpendicolare all'AT
Druckhaftigkeit $\sigma_{cm,k}/\sigma_{max}$ (Hoek 2000)	$\geq 0,17$: stark druckhaft
Rapporto di sollecitazione $\sigma_{cm,k}/\sigma_{max}$	$\geq 0,17$: fortemente spingente
Einfluss des Bergwassers	gering
Influenza della falda	bassa
Quelldruck	keiner
Pressione di rigonfiamento	assente
Gebirgsverhalten	GVT 4-1: Tiefreichende Entfestigung oder Plastifizierung des Gebirges Ortsbrust instabil
Comportamento dell'ammasso roccioso	GVT 4-1: Allentamento o plasticizzazione profonda dell'ammasso roccioso Fronte di scavo instabile
Radialdeformation	< 30 cm (Kennlinienverfahren)
Deformazione radiale	< 30 cm (Metodo delle curve caratteristiche)
Bemerkungen	Überlagerung: 1510 - 1610 m
Note	Coperatura: 1510 - 1610 m

Geotechnische Kennwerte	Gebirgsart GA-BS-KPH-5c		
Parametri geotecnici	Tipo di ammasso roccioso GA-BS-KPH-5c		
Lithologie	Bündnerschieferkomplex: Kalkphyllit, Kalkglimmerschiefer, Phyllit (533)		
Litologia	Complesso dei calcescisti: filladi e scisti carbonatiche, filladi (533)		
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]	0,0274	$\pm 0,00004$	15
σ_{ci} [MPa] max (F _⊥ sf)	54	± 13	5
σ_{ci} [MPa] min (F 45° sf)			
m _i [-] (Hoek&Brown) aus Triax.-Druckversuch / da prova triassiale	8	± 1	4
E [MPa] aus Einax.-Druckversuch / da prova uniassiale (F 45° sf)	39400	± 5500	4
ν [-] aus Einax.-Druckversuch / da prova uniassiale	0,25	$\pm 0,03$	4
CAI [-]	2,5	$\pm 0,3$	2
äquiv. Qz-Gehalt / Contenuto equ.di Qz [%]	51	± 4	2
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	S2: 350/40		
Scistosità: Giacitura / Spaziatura			
Trennflächenorientierung [°] (Vertrauenskegel)	RTF1: 010/80	RTF2e: 090/70	RTF8: 030/00
Giacitura delle discontinuità (Cono di confidenza)	RTF2w: 260/70	RTF6: 230/80	
Trennflächenabstände [mm]	RTF1: 200-600	RTF2e: 200-600	RTF8: 200-600
Spaziatura delle discontinuità	RTF2w: 200-600	RTF6: 200-600	S2: 20-60
Trennflächendurchgängigkeit [m]	RTF1: 1-3	RTF2e: 1-3	RTF8: <1
Persistenz der discontinuität	RTF2w: 1-3	RTF6: 3-10	S2: 1-3
Trennflächenöffnung [mm]	RTF1: 0	RTF2e: 0	RTF8: 0
Apertura della discontinuität	RTF2w: 0	RTF6: 0	S2: 0
Trennflächenrauigkeit JRC ₀ [-]	RTF1: 10-12	RTF2e: 4-8	RTF8: 8-10
Rugosità delle discontinuität	RTF2w: 4-8	RTF6: 10-12	S2: 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)
Φ_{res} [°] (unverwitt. TF / Disc. inalterate)	23,2-26,6		2
c_{res} [MPa] (unverwitt. TF / Disc. inalterate)	0,01-0,13		2
Gebirgskennwerte in-Situ	Bandbreite		Versuchszahl (n)
Parametri dell'ammasso roccioso in situ	Range		Numero di prove (n)
E [MPa] (BLA / Prova dilatometrica)			
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)	70	\pm	
RMR [-] (Bieniawski, 1999)	50	\pm	
GSI [-] (Hoek)	40	± 5	
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
σ_c [MPa] (Hoek&Brown)	1,8	1,0	3,0
σ_{cm} [MPa] (Hoek&Brown)	6,8	4,6	9,4
c [MPa] (Mohr-Coulomb): $H_{min}=870m / H_{max}=1250m$	1,8 / 2,2	1,5 / 1,8	2,2 / 2,7
ϕ [°] (Mohr-Coulomb): $H_{min}=870m / H_{max}=1250m$	28 / 25	24 / 22	31 / 28
E [MPa] (Boyd/Serafim 1983 / Hoek 2002 / Hoek&Diederichs 2006)	10000 / 4100 / 6300	10000 / (3100 / 3800)	10000 / 6100 / 10000
Charakteristische Werte / Valori caratteristici	Inputparameter / Valori di input		
γ_k (Gebirge / ammasso) [kN/m ³]	27,0	GSI [-] - Hoek&Brown	40
$\sigma_{ci,k}$ / (σ_{ci} max) (Gestein / roccia) [MPa]	41* (54)	RMR [-] - Bienawski	50
$\sigma_{cm,k}$ (Gebirge / ammasso roccioso) [MPa]	5,5	σ_v ($\gamma \cdot H$, mittel/med) [MPa]	23,5 / 33,8
c_k (Gebirge / ammasso roccioso) [MPa] - H _{min} /max	1,7 / 2,1	ko [-]	0,8-1,3
ϕ_k (Gebirge / ammasso roccioso) [°] - H _{min} /max	27 / 24		
E_k (Gebirge / ammasso roccioso) [MPa]	5500		
Bemerkungen	*Mittelwert - Standardabweichung		
Note	*Valore medio - dev. Standard		

GA-BS-KPH-5c: Gebirgsverhaltenstyp GVT 4-1 / GVT 3	
GA-BS-KPH-5c: Comportamento dell'ammasso roccioso TCR 4-1 / TCR 3	
Gebirgsart : GA-BS-KPH-5c	
SW 263°	NE 83° NW 353° SE 173°
Gebirgsarten	GA-BS-KPH-5c: Kalkphyllit, Kalkglimmerschiefer, Phyllit (533)
Tipo di ammasso roccioso	GA-BS-KPH-5c: Filladi e scisti carbonatiche, filladi (533)
Orientierung der Haupttrennflächen	Steil einfallende, schleifend, quer bzw. senkrecht zur Tunnelachse verlaufende Trennflächen 1 subhorizontale Trennfläche; Schieferung: mittelsteil einfallend, senkrecht zur Tunnelachse
Direzione delle discontinuità principali	Discontinuità ad alta inclinazione con direzione subparallela, trasversale e perpendicolare all'AT, 1 disc. suborizzontale; S ad inclinazione media con direzione perpendicolare all'AT
Druckhaftigkeit $\sigma_{cm,k}/\sigma_{max}$ (Hoek 2000)	$\geq 0,16$: stark druckhaft / mittel druckhaft
Rapporto di sollecitazione $\sigma_{cm,k}/\sigma_{max}$	$\geq 0,16$: fortemente spingente / mediamente spingente
Einfluss des Bergwassers	gering
Influenza della falda	bassa
Quelldruck	keiner
Pressione di rigonfimento	assente
Gebirgsverhalten	GVT 4-1: Tiefreichende Entfestigung oder Plastifizierung des Gebirges Ortsbrust instabil GVT 3: Lokal spannungsbedingte Entfestigung in Hohlraumnähe durch Abscheren über Trennflächen
Comportamento dell'ammasso roccioso	GVT 4-1: Allentamento o plasticizzazione profonda dell'ammasso roccioso Fronte di scavo instabile TCR 3: Allentamenti locali in corrisp. della cavità attraverso rottura a taglio lungo discontinuità
Radialdeformation	< 30 cm (Kennlinienverfahren)
Deformazione radiale	< 30 cm (Metodo delle curve caratteristiche)
Bemerkungen	Überlagerung: 870 - 1250 m
Note	Coperatura: 870 - 1250 m

Geotechnische Kennwerte		Gebirgsart GA-T-PH-2b	
Parametri geotecnici		Tipo di ammasso roccioso GA-T-PH-2b	
Lithologie	Agerbach-FM: Phyllit, Chloritphyllit, Kalkphyllit, Quarzphyllit (566, 569)		
Litologia	FM di Agerbach: Fillade, fillade cloritica, fillade calcarea, fillade quarzifera (566, 569)		
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]	0,02743	0,0009	14
σ_{ci} [MPa] max (F ₁ sf)	90	± 18	7
σ_{ci} [MPa] min (F 45° sf)	39	± 2	2
m _i [-] (Hoek&Brown) aus Triax.-Druckversuch / da prova triassiale	11	± 4	4
E [MPa] aus Enax.-Druckversuch / da prova uniaxiale	39200	± 5400	7
ν [-] aus Triax.-Druckversuch / da prova triassiale	0,23	± 0,02	4
CAI [-]	3,1	± 0,7	4
äquiv. Qz-Gehalt / Contenuto equ.di Qz [%]	35	± 4	2
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	S2: 175/80		
Scistosità: Giacitura / Spaziatura			
Trennflächenorientierung [°] (Vertrauenskegel)	RTF1: 360/80	RTF3: 325/70	
Giacitura delle discontinuità (Cono di confidenza)	RTF2e: 090/85	RTF6: 215/85	
Trennflächenabstände [mm]	RTF1: 200-600	RTF3: 600-2000	S2: 20-60
Spaziatura delle discontinuità	RTF2e: 200-600	RTF6: 600-2000	
Trennflächendurchgängigkeit [m]	RTF1: 1-3	RTF3: <1	S2: 1-3
Persistenz der discontinuität	RTF2e: 3-10	RTF6: <1	
Trennflächenöffnung [mm]	RTF1: 0	RTF3: 0	S2: 0
Apertura della discontinuität	RTF2e: 0	RTF6: 0	
Trennflächenrauigkeit JRC ₀ [-]	RTF1: 4-8	RTF3: 8-10	S2: 4-8
Rugosità delle discontinuität	RTF2e: 4-8	RTF6: 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)
φ_{res} [°] (unverwilt. TF / Disc. inalterate)	31,7-31,8		2
c_{res} [MPa] (unverwilt. TF / Disc. inalterate)	0,01-0,33		2
Gebirgs-kennwerte in-Situ	Bandbreite		Versuchszahl (n)
Parametri dell'ammasso roccioso in sito	Range		Numero di prove (n)
E [MPa] (BLA / Prova dilatometrica): Last/carico 7,8-10,2 MPa	47900-59700		2
Gebirgs-kennwerte	Statistik der Indexwerte u. berechnete Festigkeits- und Verformungsparameter		
Parametri dell'ammasso roccioso	Statistiche 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)	70	±	
RMR [-] (Bieniawski, 1999)	50	±	
GSI [-] (Hoek)	45	± 5	
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
σ_c [MPa] (Hoek&Brown)	3,0	1,7	4,8
σ_{cm} [MPa] (Hoek&Brown)	13,2	9,4	17,7
c [MPa] (Mohr-Coulomb): H _{min} =740m / H _{max} =1010m	2,2 / 2,6	1,8 / 2,2	2,6 / 3,1
φ [°] (Mohr-Coulomb): H _{min} =740m / H _{max} =1010m	36 / 33	32 / 30	39 / 36
E [MPa] (Boyd/Serafim 1983 / Hoek 2002 / Hoek&Diederichs 2006)	10000 / 7100 / 8800	10000 / (3600 / 3800)	10000 / 7500 / 10000
Charakteristische Werte / Valori caratteristici		Inputparameter / Valori di input	
γ_k (Gebirge / ammasso) [kN/m ³]	27,0	GSI [-] - Hoek&Brown	40
$\sigma_{ci,k}$ / ($\sigma_{ci,max/min}$) (Gestein / roccia) [MPa]	60* / (90 / 39)	RMR [-] - Bieniawski	50
$\sigma_{cm,k}$ (Gebirge / ammasso roccioso) [MPa]	8,8	σ_v (H _{min/max}) [MPa]	20,0 / 27,3
c_k (Gebirge / ammasso roccioso) [MPa] - H _{min/max}	1,9 / 2,3	k_0 [-]	0,8-1,3
φ_k (Gebirge / ammasso roccioso) [°] - H _{min/max}	33 / 30		
E_k (Gebirge / ammasso roccioso) [MPa]	6300		
Bemerkungen	* Der Wert für die maßgebende Belastungsrichtung (F ₁ sf) wurde auch von PLT-Tests abgeleitet. Laborergebnisse der Lithologien 560 und 566.		
Note	* Il valore per la direzione di carico determinante (F ₁ sf) è stato dedotto anche da prove PLT. Risultati delle prove di laboratorio delle litologie 560 e 566		

GA-T-PH-2b: Gebirgsverhaltenstyp GVT 2 / 3	
GA-T-PH-2b: Comportamento dell'ammasso roccioso TCR 2 / 3	
Gebirgsart : GA-T-PH-2b	
SW 265°	NE 85°
NW 355°	SE 175°
Gebirgsarten	GA-T-PH-2b: Phyllit, Chloritphyllit, Kalkphyllit, Quarzphyllit (566, 569)
Tipo di ammasso roccioso	GA-T-PH-2b: Fillade, fillade cloritica, fillade calcarea, fillade quarzifera (566, 569)
Orientierung der Haupttrennflächen	Steil einfallende, schleifend, quer bzw. senkrecht zur Tunnelachse verlaufende Trennflächen Schieferung: subvertikal, senkrecht zur Tunnelachse
Direzione delle discontinuità principali	Discontinuità ad alta inclinazione con direzione subparallela, trasversale e perpendicolare all'AT; scistosità subverticale con direzione perpendicolare all'AT
Druckhaftigkeit $\sigma_{cm, \nu} / \sigma_{max}$ (Hoek 2000)	$\geq 0,32$: leicht druckhaft
Rapporto di sollecitazione $\sigma_{cm, \nu} / \sigma_{max}$	$\geq 0,32$: poco spingente
Einfluss des Bergwassers	gering
Influenza della falda	bassa
Quelldruck	keiner
Pressione di rigonfiamento	assente
Gebirgsverhalten	GVT 2: Gefüge- u. schwerkraftbedingte Ausbrüche an durchgehenden Trennflächen GVT 3: Lokal spannungsbedingte Entfestigung in Hohlraumnähe durch Abscheren über TF Ortsbrust stabil
Comportamento dell'ammasso roccioso	TCR 2: Distacchi di blocchi dovuti alla strutt. ed alla forza di gravità lungo disc. persistenti - TCR 3: Allentamenti locali in corrisp. della cavità attraverso rottura a taglio lungo discontinui Fronte di scavo stabile
Radialdeformation	< 15 cm (Kennlinienverfahren)
Deformazione radiale	< 15 cm (Metodo delle curve caratteristiche)
Bemerkungen	Überlagerung: 740 - 1010 m
Note	Coperatura: 740 - 1010 m

Geotechnische Kennwerte	Gebirgsart: Zentralgneis-Schiefer-1z (GA-ZG-S-1z)		
Parametri geotecnici	Tipo di ammasso roccioso: Gneis centrale-scisti-1z (GA-ZG-S-1z)		
Lithologie	Biotitschiefer z.T. Bitotiphyllit		
Litologia	Scisti biotitici in parte filladi biotitici		
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 [kN/m ³]	27,70	1,02	4
σ_{ci} [MPa] (min) ($\alpha=20-50^\circ$)			
σ_{ci} [MPa] (max) ($\alpha=50-90^\circ$)	47	33	2
m_i [-] (Hoek&Brow n) geschätzt / stimato	10		
E [MPa] aus Enax.-Druckversuch / da prova uniassiale	42.000		1
ν [-]	0,26	0,03	3
CAI [-]			
äquiv. Qz-Gehalt / Contenuto equ.di Qz [%]	41	0,7	2
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	S2: 180/40-60		
Scistosità: Giacitura / Spaziatura			
Trennflächenorientierung [*] (Vertrauenskegel)	RTF1a: 160/80	RTF3: 325/70	
Giacitura delle discontinuità (Cono di confidenza)	RTF2e: 085/85	RTF6: 050/80	
Trennflächenabstände [mm]	RTF1a: 200-600	RTF3: 600-2000	S2: 60-200
Spaziatura delle discontinuità	RTF2e: 200-600	RTF6: 600-2000	
Trennflächendurchgängigkeit [m]	RTF1a: 1-3	RTF3: 1-3	S2: 1-3
Persistenza delle discontinuità	RTF2e: 1-3	RTF6: 1-3	
Trennflächenöffnung [mm]	RTF1a: 0	RTF3: 0	S2: 0
Apertura della discontinuità	RTF2e: 0	RTF6: 0	
Trennflächenrauigkeit JRC [-]	RTF1a: 4-8	RTF3: 4-8	S2: 4-6
Rugosità delle discontinuità	RTF2e: 4-8	RTF6: 8-10	
Trennflächenverwitterung (EN ISO 14689-1)			
Aterazione delle discontinuità			
Trennflächenfüllung (Typ u. %-Anteil)			
Riempimento delle discontinuità (tipo e %)			
Trennflächenkennwerte (Labor)	Bandbreite		Versuchszahl (n)
Parametri delle discontinuità (Laboratorio)	Range		Numero di prove (n)
ϕ base / ϕ / ϕ res [*] (unverwitt. TF / Disc. inalterate)	- / 43 / -		2
c/c res [MPa] (unverwitt. TF / Disc. inalterate)	1,2 / -		2
Gebirgskennwerte in-Situ	Mittelwert (M)	Standardabweichung (s)	Versuchszahl (n)
Parametri dell'ammasso roccioso in sito	Valore medio (M)	Deviazione standard (s)	Numero di prove (n)
E [MPa] (BLA / Prova dilatometrica):	52100	15800	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)	90	±	
RMR [-] (Bieniaw ski, 1999)	60	±	
GSI [-] (Hoek)	45	± 5	
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
σ_c [MPa] (Hoek&Brow n)	2,1	0,5	4,8
σ_{cm} [MPa] (Hoek&Brow n)	7,3	2,0	14,0
c [MPa] (Mohr-Coulomb): H min =940m / H max =1490m	2,1 / 2,8	1,2 / 1,6	2,9 / 4,8
ϕ [*] (Mohr-Coulomb): H min =940m / H max =1490m	29,2 / 25,8	19,5 / 16,8	34,7 / 31,1
E [MPa] (Boyd/Serafim 1983 / Hoek 2002 / Hoek 2006)	- / 5100 / 9400	- / 2100 / 5700	- / 8900 / 21000
Charakteristische Werte / Valori caratteristici	Inputparameter / Valori di input		
γ_k (Gebirge / ammasso) [kN/m ³]	27,7	GSI [-] - Hoek&Brow n	45
$\sigma_{ci,k}$ (Gestein / roccia) (min,max) [MPa]	30 ¹⁾	RMR [-] - Bienaw ski	60
$\sigma_{cm,k}$ (Gebirge / ammasso roccioso) [MPa]	5	σ_v ($\gamma \cdot H$, min/max) [MPa]	26,0 / 41,3
c k (Gebirge / ammasso roccioso) [MPa] Hmin/Hmax	1,8 / 2,4	k_0 [-]	0,5-0,8
ϕ_k (Gebirge / ammasso roccioso) [*] Hmin/Hmax	26 / 23		
E k (Gebirge / ammasso roccioso) [MPa]	30000		
Bemerkungen	1) Wert mit Anisotropieeffekt korrigiert		
Note	1) Correzione effetto dell'anisotropia		

GA-ZG-S-1z: Gebirgsverhaltenstyp GVT 3 / 4.1	
GA-ZG-S-1z: Comportamento dell'ammasso roccioso TCR 3 / 4.1	
Gebirgsart : GA-ZG-S-1z	
SW 265°	NE 85° NW 355° SE 175°
Gebirgsarten	GA-ZG-S-1z: Zentralgneis-Schiefer-1z
Tipo di ammasso roccioso	GA-ZG-S-1z: Gneis centrale-scisiti-1z
Orientierung der Haupttrennflächen	Mäßig steil einfallende, schleifend bzw. quer zur Tunnelachse verlaufende Schieferungsflächen;
Direzione delle discontinuità principali	Scistosità a media inclinazione con direzione subparallela e trasversale all'asse della galleria;
Druckhaftigkeit σ_{cm}/σ_{max} (Hoek 2000)	$\geq 0,12$: stark druckhaft
Rapporto di sollecitazione σ_{cm}/σ_{max}	$\geq 0,12$ fortemente spingente
Einfluss des Bergwassers	Vernachlässigbar
Influenza della falda	Trascurabile
Quelldruck	keiner
Pressione di rigonfiamento	assente
Gebirgsverhalten	GVT-3: Abscheren über Trennflächen hinweg; lokale Ausbrüche aus der Ortsbrust; GVT-4.1: Spannungsbedingte tiefreichende Entfestigung, Trennflächenbedingte Ablösungen und Scherversagen an der Ortsbrust
Comportamento dell'ammasso roccioso	GVT-3: Distacchi lungo le discontinuità; distacchi locali del fronte; GVT 4.1: Profondo detensionamento, distacchi dovuti alle superfici di discontinuità e rotture da taglio nel fronte di avanzamento
Radialdeformation	< 30 cm (gemäß Kennlinienverfahren)
Deformazione radiale	< 30 cm (metodo delle curve caratteristiche)
Bemerkungen	Überlagerung: 940 - 1490 m; mittlere Prognoseunsicherheit
Note	Coperatura: 940 - 1490 m; grado d'incertezza di previsione media

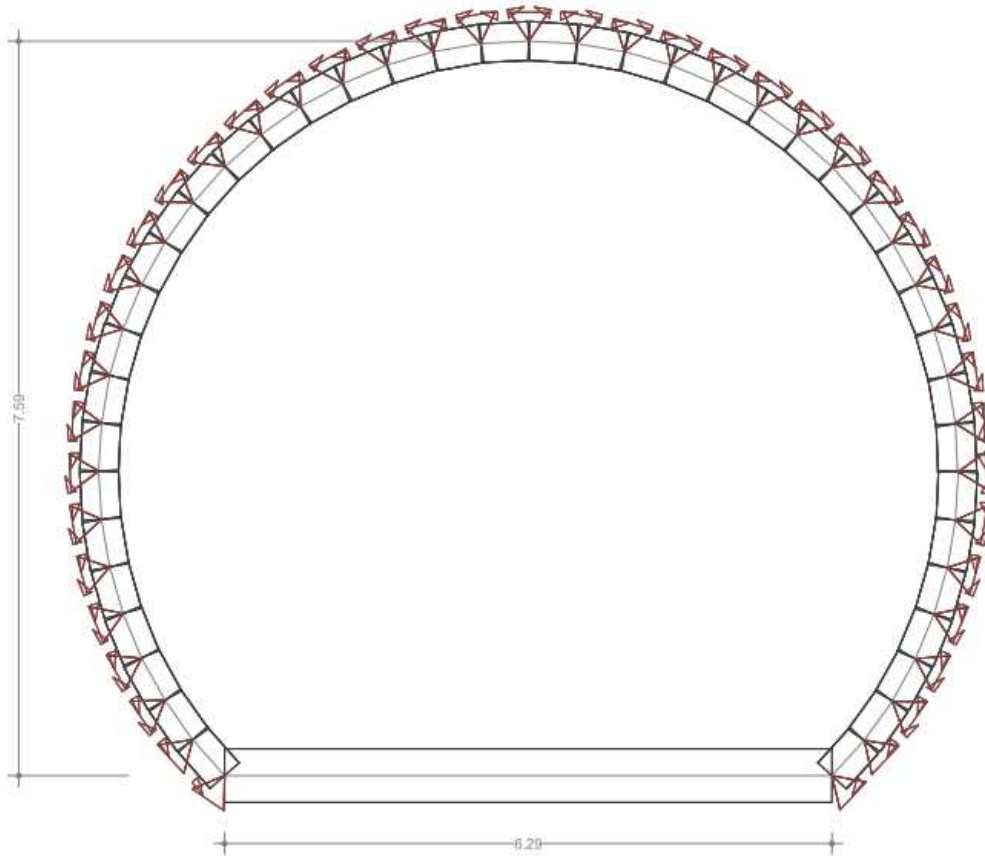
ANHANG 2 – FEM-ANALYSE DER INNENSCHALE

APPENDICE 2 - ANALISI FEM DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO

L'appendice 2 contiene le rappresentazioni grafiche dei principali input e output dell'analisi del rivestimento definitivo condotte con il programma STATIK-6, oltre alle opportune verifiche sezionali allo SLU e SLE.

PROFILO GL-MS

- Struttura



- Input

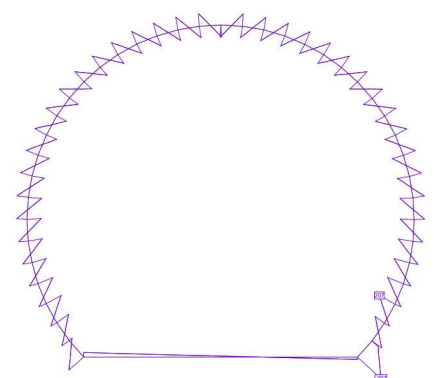
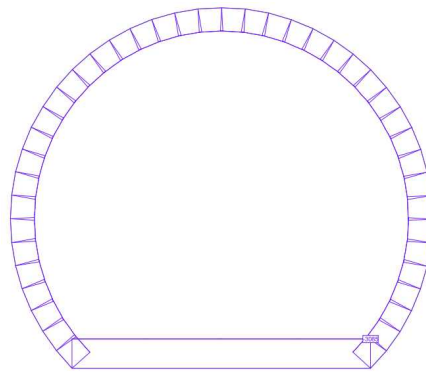
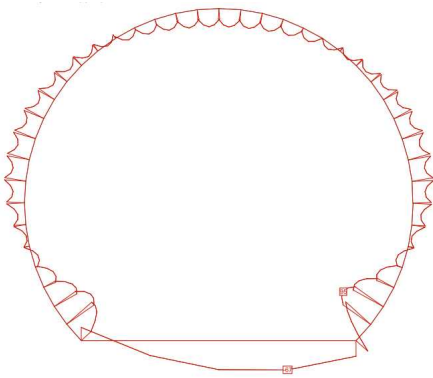
Interazione terreno-struttura

	E_k	ν	R	ℓ	f_k [MN/mc_v]	c_h
HB4	5500	0.3	5.3	0.5	698	2750 1375

Lista delle azioni

	tipo	descrizione	entità [kN/m ²] , profondità 1m
6-GTG	combinazione	SLE	-
6-GTZ	combinazione	SLU	-
G1	permanente	peso proprio	$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
G2	permanente	catenaria	$M = 3.8 \text{ kNm}$ $F_x = 0.70 \text{ kN}$ $F_z = 2.50 \text{ kN}$
G5	permanente	carico ammasso	$\frac{1}{2} \cdot 3\% \cdot 1000m \cdot 27 \text{ kN/m}^3 = 400 \text{ kN/m}^2$
G6-GTG	permanente	ritiro e rilasc. SLE	2.2
G6-GTZ	permanente	ritiro e rilasc. SLU	2.9
Q1	variabile	temperatura inv.	2

• Risultati (Statik-6)



6-SLU	M [kNm]	N [kN]	V [kN]
calotta	-52	-2315	207
platea	-67	-3085	
piedritti	95	-2518	362

6-SLE	M [kNm]	N [kN]	V [kN]
calotta	-39	-1858	153
platea	-50	-2284	
piedritti	70	-1865	267

- Verifiche

Profil GL-MS

f _{ck}	f _{ctk}	γ _c	f _{cd}	f _{ctd}	f _{sd}	f _{yk}	γ _s
30.7	2.06	1.6	15.36	1.03	375.0	450	1.2

M+N
Nachweis
SLL

	M _d [kNm]	N _d [kN]	b	h	σ ₁ [N/mm ²]	σ ₂ [N/mm ²]	Nachweis σ ₁	Nachweis σ ₂
Gewölbe	-52	-2315	1000.0	400.0	-3.8	-7.7	i.O.	i.O.
Sohle	-67	-3085	1000.0	500.0	-4.6	-7.8	i.O.	i.O.
Auflager	95	-2518	1000.0	500.0	-7.3	-2.8	i.O.	i.O.

M+N
Nachweis
SLE

	M _d [kNm]	N _d [kN]	b	h	σ ₁ [N/mm ²]	σ ₂ [N/mm ²]	Nachweis σ ₁	Nachweis σ ₂
Gewölbe	-39.0	-1858.0	1000.0	400.0	-3.2	-6.1	i.O.	i.O.
Sohle	-50.0	-2284.0	1000.0	500.0	-3.4	-5.8	i.O.	i.O.
Auflager	70.0	-1865.0	1000.0	500.0	-5.4	-2.1	i.O.	i.O.

Bewehrung

Sohle

	n	ø	s	As	M _{Rd} [kNm]	
mind.Bew.	595	2.0	12.0	0.300	754	
rad. Bew.	ok	2.0	12.0	0.150	1508	
long. Bew.	ok	302	2.0	12.0	0.300	754
					118.4	

Q
Nachweis
SLL

V _d [kN]	x [mm]	σ ₁ [N/mm ²]	σ ₂ [N/mm ²]	σ _{c,lim}	δ	f _{cvd}	V _{Rd} [kN]
207.0	400.0	-3.8	-7.7	7.14	7.14	-1.36	2.65
362.0	500.0	-7.3	-2.8	7.14	7.14	-2.11	2.50

Q
Nachweis
SLE

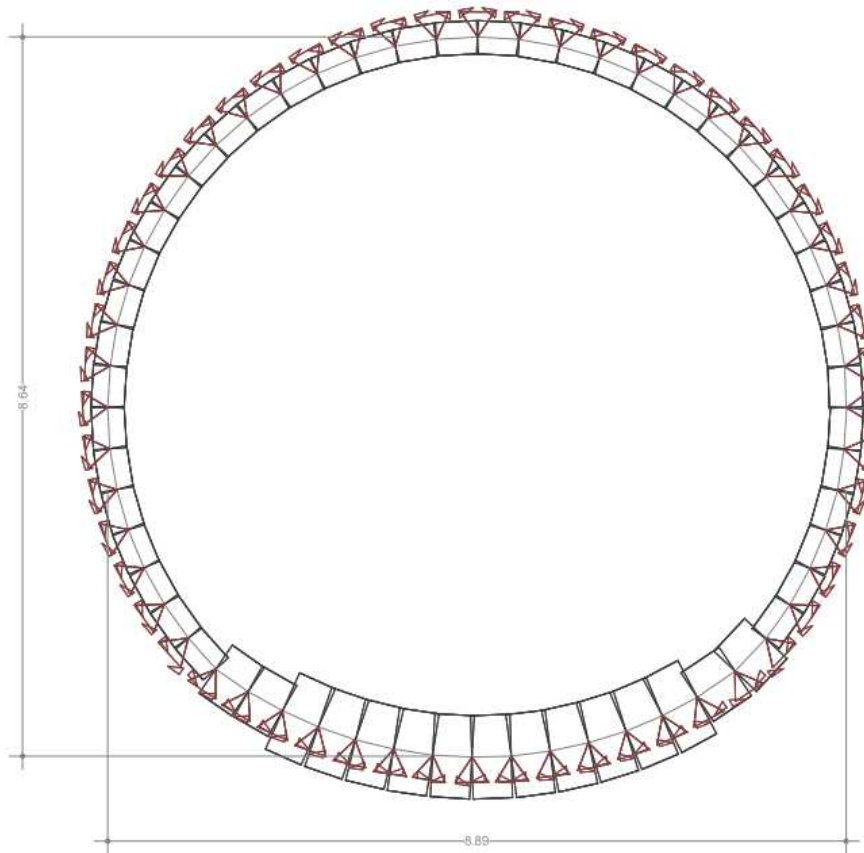
V _d [kN]	x [mm]	σ ₁ [N/mm ²]	σ ₂ [N/mm ²]	σ _{c,lim}	δ	f _{cvd}	V _{Rd} [kN]
153.0	400.0	-3.2	-6.1	7.14	7.14	-2.50	2.42
267.0	500.0	-5.4	-2.1	7.14	7.14	-3.41	2.21

- Armature

GL-MS con concio di base				
	Calcestruzzo C30/37	Arm.rad	Arm.long	Arm.taglio
Calotta	40 cm	-	-	-
Piedritti	50 cm	-	-	-
Platea	50 cm	2φ12/150	2φ12/300	-

PROFILO GL-MS CON ARCO ROVESCIO

- Struttura



- Input

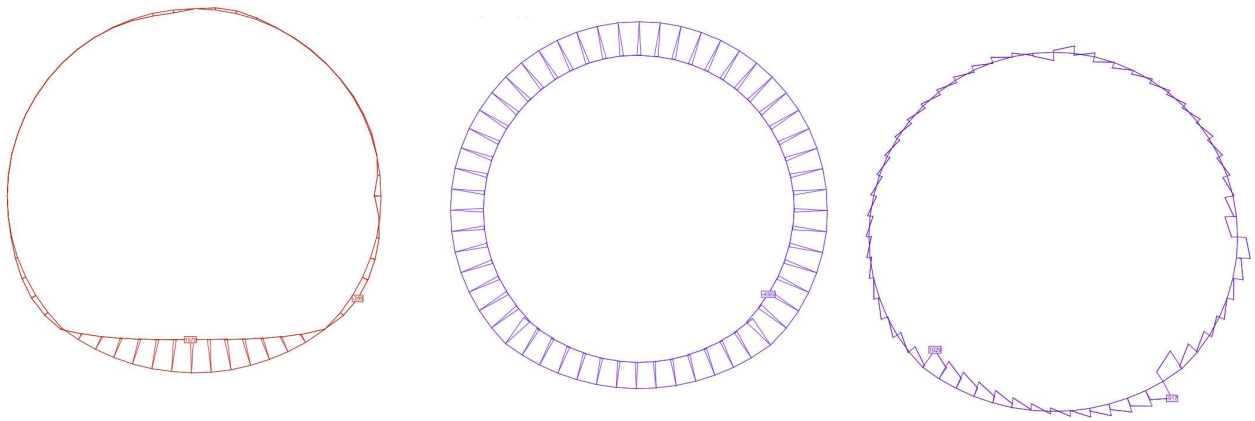
Interazione terreno-struttura

	E_k	v	R	ℓ	f_k [MN/m³]	c_v	c_h
HB3	6000	0.3	5.3	0.5	762	3000	1500

Lista delle azioni

	tipo	descrizione	entità [kN/m²] , profondità 1m
8-GTG	combinazione	SLE	-
8-GTZ	combinazione	SLU	-
G1	permanente	peso proprio	$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
G2	permanente	catenaria	$M = 3.8 \text{ kNm}$ $F_x = 0.70 \text{ kN}$ $F_z = 2.50 \text{ kN}$
G5	permanente	carico ammasso	$\frac{1}{2} \cdot 3\% \cdot 1000 \text{ m} \cdot 27 \text{ kN/m}^3 = 400 \text{ kN/m}^2$
G6-GTG	permanente	ritiro e rilasc. SLE	2.2
G6-GTZ	permanente	ritiro e rilasc. SLU	2.9
G7	permanente	rigonfiamento	300
Q1	variabile	temperatura inv.	2

- Risultati (Statik-6)

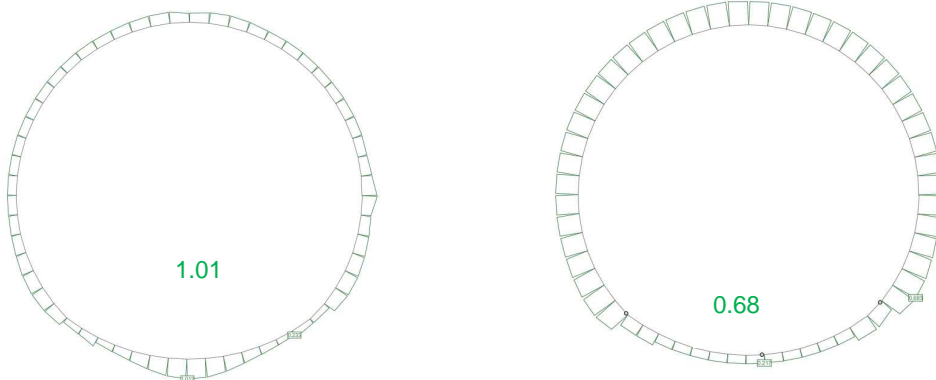


8-SLU	M [kNm]	N [kN]	V [kN]
calotta	322	-3885	675
platea	1579	-4069	
pieдритти	-285	-3092	1029

8-SLE	M [kNm]	N [kN]	V [kN]
calotta	239	-2877	500
platea	1170	-3013	
pieдритти	-211	-2288	762

- Sfruttamento M/N della sezione

Cerniere plastiche



- Risultati (Statik-6)

8-SLU	M [kNm]	N [kN]	V [kN]
calotta	102	-5042	336
platea	-313	-4467	
pieдритти	124	-4992	796

8-SLE	M [kNm]	N [kN]	V [kN]
calotta	75	-3733	249
platea	-232	-3594	
pieдритти	92	-3696	590

• Verifiche

Profil GL-MS, ohne Sohlstein							
Quellen 0.3 MPa							

f_{ck}	f_{ctk}	γ_c	f_{cd}	f_{ctd}	f_{sd}	f_{yk}	γ_s
30.7	2.06	1.6	15.36	1.03	375.0	450	1.2

M-N Nachweis S _{LU}		M_d [kNm]	N_d [kN]	b	h	σ_1 [N/mm ²]	σ_2 [N/mm ²]	Nachweis σ_1	Nachweis σ_2
	Gewölbe	102.0	-5042.0	1000.0	400.0	-16.4	-8.8	nicht i.O.	i.O.
	Sohle	-313.0	-4467.0	1000.0	1600.0	-2.1	-3.5	i.O.	i.O.
	Auflager	124.0	-4992.0	1000.0	500.0	-13.0	-7.0	i.O.	i.O.

M-N Nachweis S _{LE}		M_d [kNm]	N_d [kN]	b	h	σ_1 [N/mm ²]	σ_2 [N/mm ²]	Nachweis σ_1	Nachweis σ_2
	Gewölbe	75.0	-3733.0	1000.0	400.0	-12.1	-6.5	i.O.	i.O.
	Sohle	-232.0	-3594.0	1000.0	1600.0	-1.7	-2.8	i.O.	i.O.
	Auflager	92.0	-3696.0	1000.0	500.0	-9.6	-5.2	i.O.	i.O.

Bewehrung	Sohle							
			n	\emptyset	s	A_s		M_{Rd} [kNm]
	mind.Bew	1904						
	rad. Bew	ok		2.0	16.0	0.150	2681	757.8
	long. Bew.	ok	536	2.0	14.0	0.300	1026	
	max.Bew	15598						
	Rad.Bew. II			1.0	16.0	0.150	1340	757.8
	Zulagen II	ok		1.0	22.0	0.150	2534	1413.2
								$M_{Rd,max}$ 2171.0

Bewehrung	Gewölbe							
			n	\emptyset	s	A_s		M_{Rd} [kNm]
	mind.Bew	476						
	rad. Bew	ok		2.0	16.0	0.150	2681	154.6
	long. Bew.	ok	536	2.0	14.0	0.300	1026	

O Nachweis S _{LU}		V_d [kN]	x [mm]	σ_1 [N/mm ²]	σ_2 [N/mm ²]	σ_c [N/mm ²]	δ	$f_{c,vd}$	V_{Rd} [kN]
	Gewölbe	336.0	400.0	-16.4	-8.8	12.605		5.46	2.57 684.27
	Auflager	796.0	1600.0	-2.1	-3.5	2.791875		-4.35	1.98 2116.33

O Nachweis S _{LE}		V_d [kN]	x [mm]	σ_1 [N/mm ²]	σ_2 [N/mm ²]	σ_c [N/mm ²]	δ	$f_{c,vd}$	V_{Rd} [kN]
	Gewölbe	249.0	400.0	-12.1	-6.5	9.3325		2.19	3.08 820.82
	Auflager	590.0	1600.0	-1.7	-2.8	2.24625		-4.90	1.84 1959.45

- Armature

GL-MS con arco rovescio				
	Calcestruzzo	Arm.rad	Arm.long	Arm.taglio
Calotta	40 cm	2 ϕ 16/150	2 ϕ 14/300	-
Piedritti	50 cm	2 ϕ 16/150	2 ϕ 14/300	-
	160 cm	2 ϕ 16/150	2 ϕ 14/300	-
Platea	rinforzo 2. strato	ϕ 22/150	-	-

ANHANG 3 - KENNLINIEN

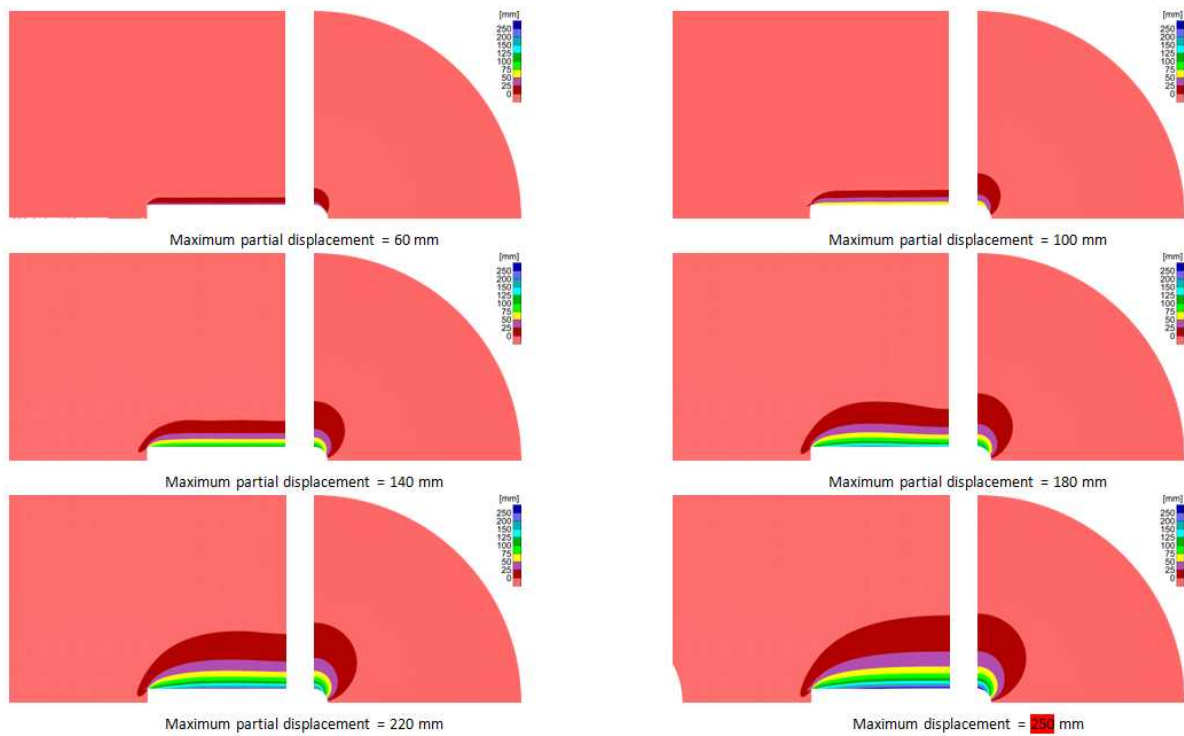
Text Deutsch?

APPENDICE 3 - CURVE CARATTERISTICHE

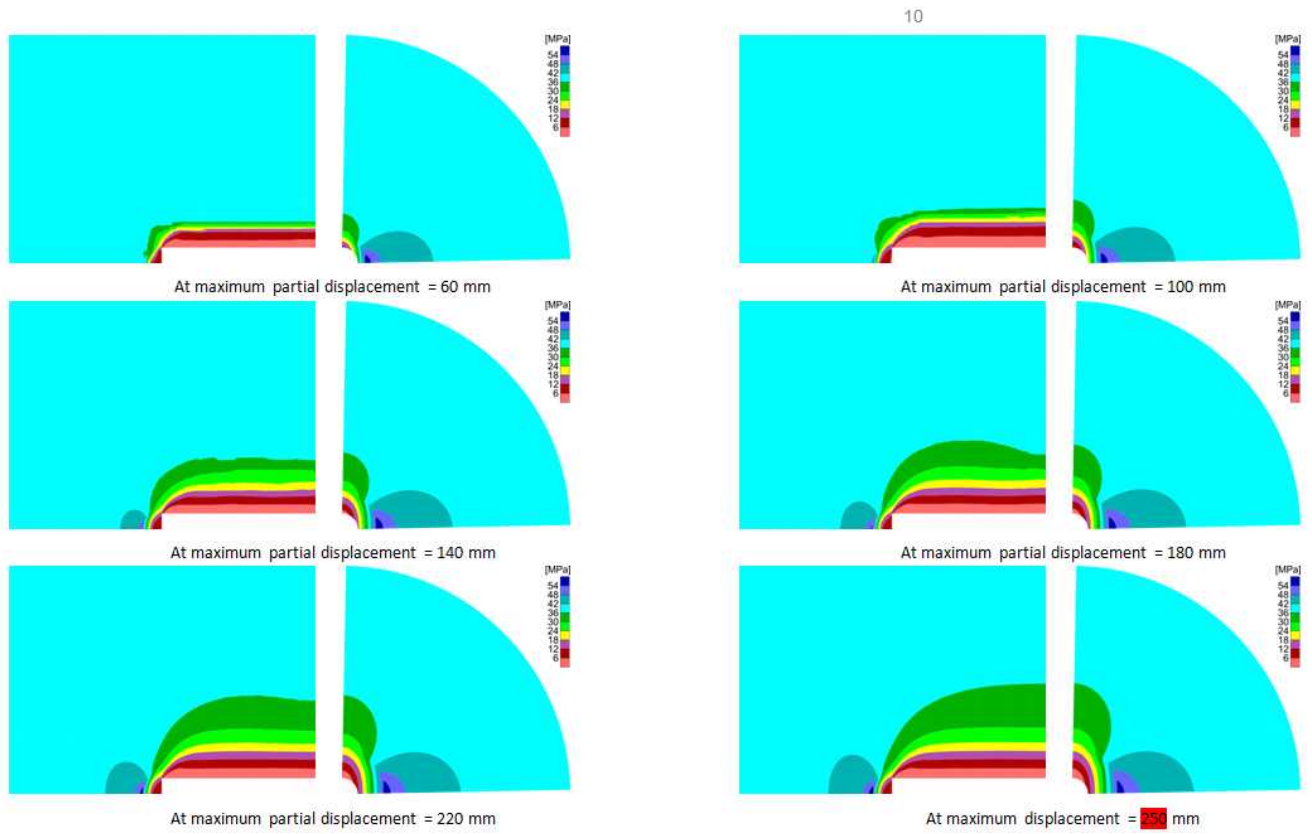
Di seguito sono riportate le curve caratteristiche, mediante le quali è stato possibile valutare:

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

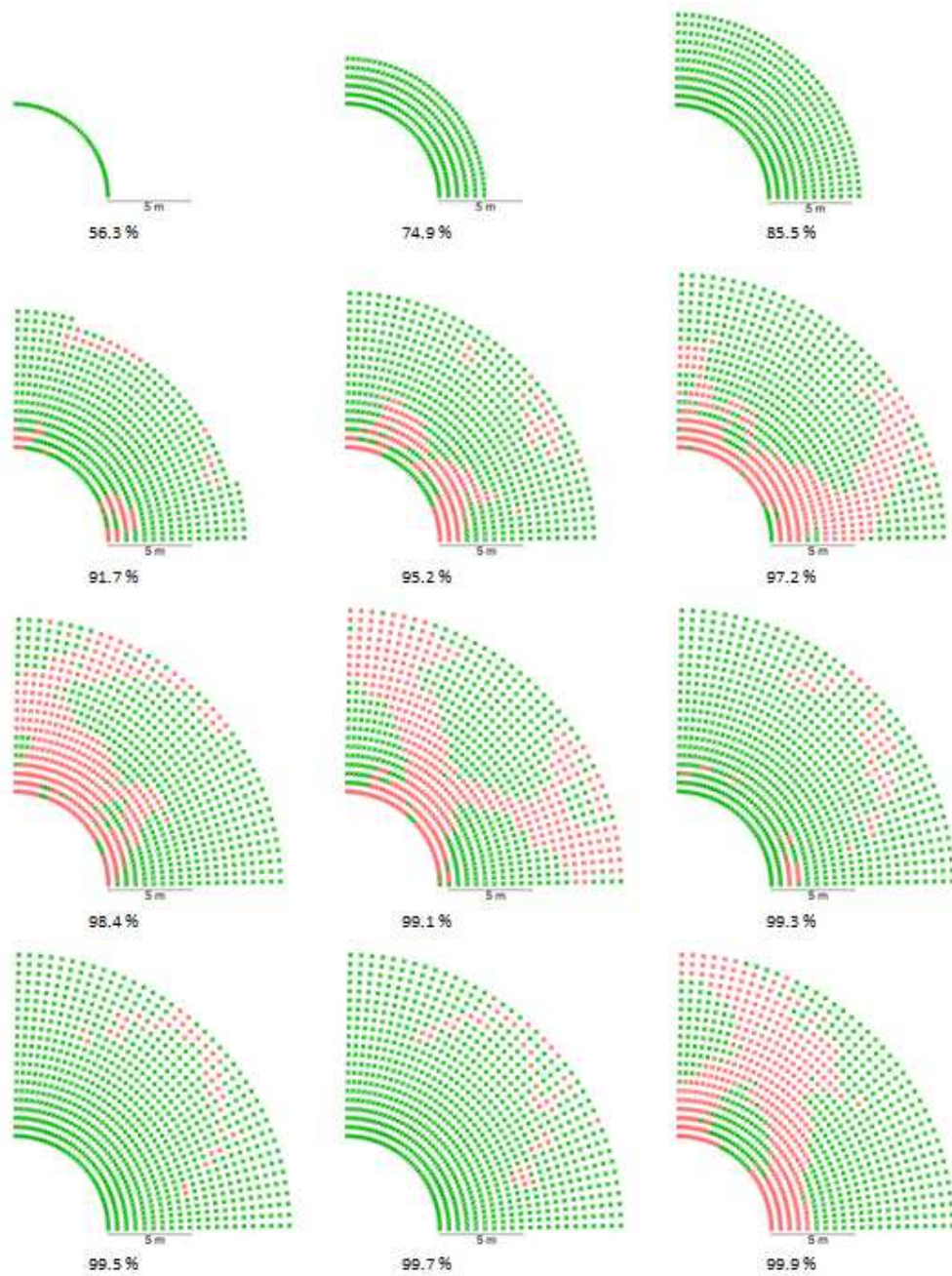
L'analisi è stata eseguita per le zone geomeccaniche omogenee HB3, HB4 e HB5 assumendo un modello costitutivo elasto-plastico con softening e flusso non associato del materiale roccia secondo Mohr-Coulomb.



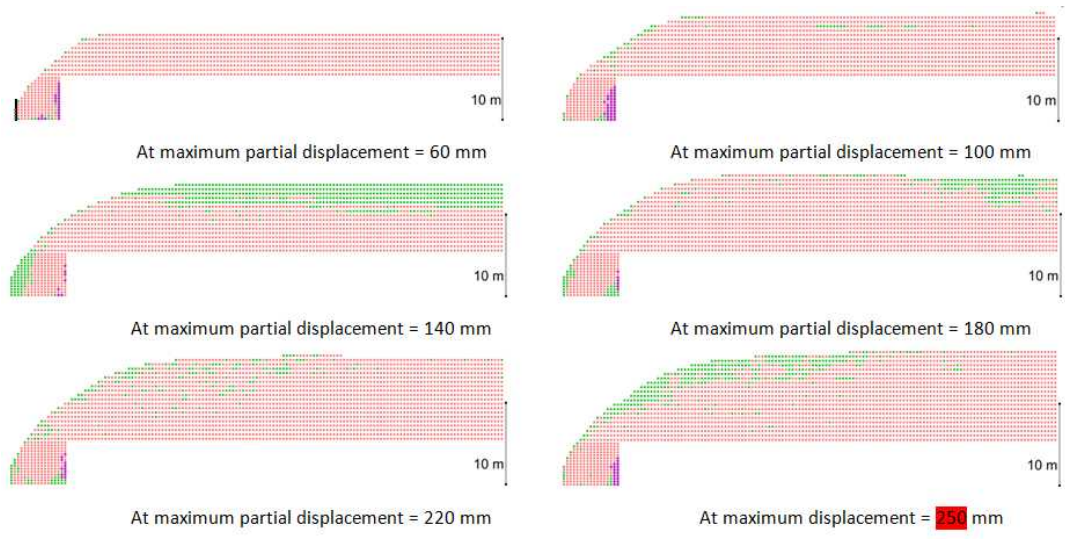
Contours of the development of vertical displacement of the main tunnel at section K42 at six steps, for which the maximal partial displacement is given. The left side of each subfigure corresponds to the axisymmetrical model, whereas the right side to the plane strain model



Contours of vertical stress corresponding to the maximal displacements, as indicated in the previous figure. The left side of each subfigure corresponds to the axisymmetrical model, whereas the right side to the plane strain model



Development of the plastified zone for the cross section of the excavation at different values of stress relaxation. Green color is used for those points currently under elastic behavior, but had been previously at yield. Red means points, which are currently at yield condition.



Development of the plastified zone for the cross section of the excavation at different values of displacement. Green color is used for those points currently under elastic behavior, but had been previously at yield. Red means points, which are currently at yield condition. Finally, purple indicates points at tension.

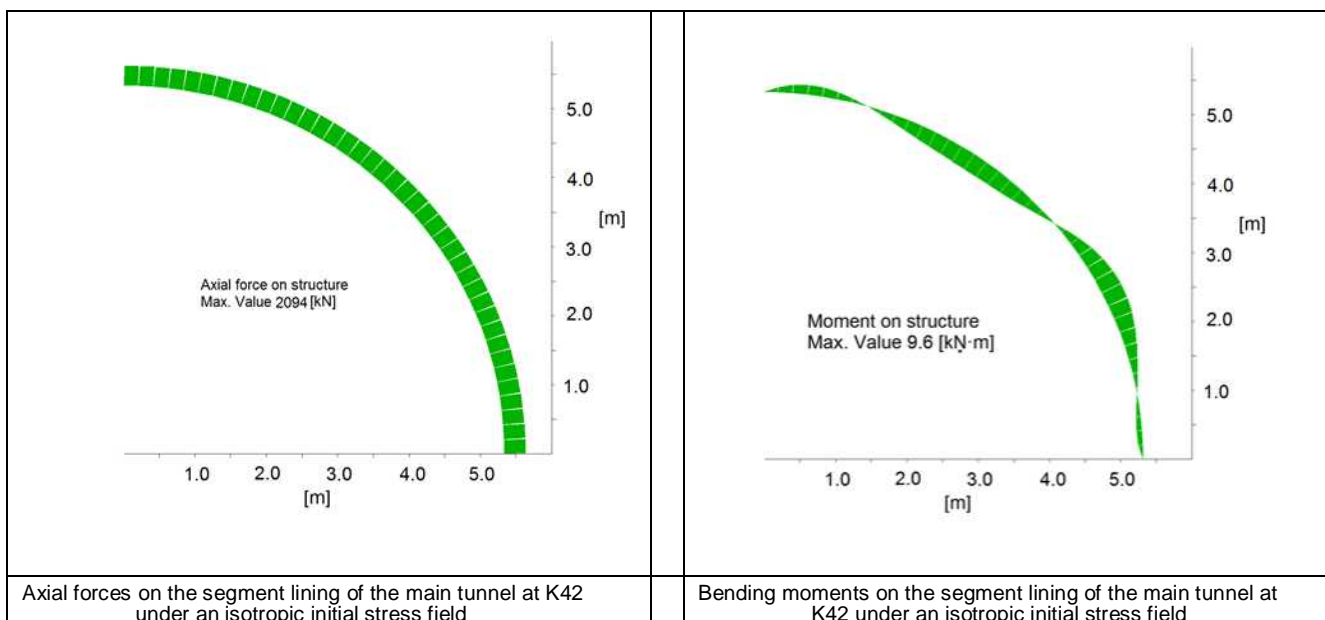
Loads applied to the lining

The rock mass will impose an external load to both linings. At the moment at which the linings are installed, there is a gap between the 'undeformed' rock mass and the external circumference of the external segment lining. The values for this gap are given in Tabella 11. The load imposed depends on the maximum deformation of the excavation. If it is larger than the gap then the rock will be in contact with the lining and a load will be exerted perpendicularly along the lining circumference. If the maximum deformation is smaller than the gap provided, the rock mass will not be theoretically in contact with the lining, and therefore, no load would develop.

The procedure to obtain the axial forces and bending moments in the external lining is as follows:

- 1) The deformation of the excavation at a distance of the excavation face of 12 m is determined with the charts in Figura 4. This corresponds to the distance at which the segment lining will be installed.
- 2) The percentage of the initial stress is determined for the value of deformation previously estimated. A minimum percentage of 1.5% is assumed as conservative assumption. This value will be used in case that the maximum deformation (Tabella 12) is smaller than the gap given in Tabella 11, i.e. the rock does not contact the lining, or if the percentage calculated before is smaller than 1.5%.
- 3) The relaxation process of the rock is performed similarly to that described in 4.2 until the percentage obtained in the second step or to a minimum of 1.5%.
- 4) Linear elements of type beams are imposed to the numerical model along the excavation after the goal percentage is reached. This type of elements allows shear and normal forces, as well as bending moments, to be evaluated.
- 5) The load is relaxed until a value of 0.0%, while the lining is installed. In this case the deformation is dependent on the interaction between the rock mass and the segment lining.
- 6) The final values of axial forces and bending moment acting on the lining are determined.
- 7) The process is repeated to take the anisotropy into account by modifying the initial horizontal stresses with the value of K_0 given in Tabelle 4

The following figures show an example of the axial forces and bending moments obtained. The complete set of values obtained is summarized in the following table. It can be concluded that the use of an anisotropic initial stress field does not have a large influence in the results, and therefore, the assumption taken before of estimating the GRC based on an isotropic stress field is reliable in this particular case.



	Isotropic		Anisotropic	
	Axial force [kN]	Bending moment [kN·m]	Axial force [kN]	Bending moment [kN·m]
K34.3	4363	3.3	1220	2.4
K36	880	2.7	906	4.4
K39.1	1258	2.5	702	3.2
K40.2	1267	3.9	1166	3.1
K42	2094	9.6	1031	5.1

Forces and bending moments acting in the external lining of the main tunnel due to the interaction with the rock mass for initial isotropic and anisotropic stress condition

The loads that will reach the internal lining depend on the interaction between both linings and the rock mass. However, as most of the analyses required to use the minimum percentage of 1.5% it is consider conservative to assume that 2% of the initial stress will be transferred from the rock mass to the internal lining.

ANHANG 4 - BRANDBEMESSUNG

APPENDICE 4 – ANALISI AL FUOCO

Nella presente appendice sono riportati i principali output delle analisi al fuoco.

GL - MS con concio di base (T1-T2-T3)

f _{ck}	f _{ctk}	γ _c	f _{cd}	f _{ctd}	druck (5cm)	f _{ck,t}			f _{cd,t}		
						30 min	60 min	120 min	30 min	60 min	120 min
30.7	2.9	1.6	19.2	1.8	druck (5cm)	30.7	21.3	7.4	19.2	13.3	4.6
					zug (7 cm)	30.7	29.6	18.6	19.2	18.5	11.6

0.05

M-N Nachweis GZT	M _d [kNm]	N _d [kN]	b	h	A [mm ²]	J [mm ⁴]	σ ₁ [N/mm ²]	σ ₂ [N/mm ²]	30min		60min		120min		druck zug
									Nachweis σ ₁	Nachweis σ ₂	Nachweis σ ₁	Nachweis σ ₂	Nachweis σ ₁	Nachweis σ ₂	
Gewölbe	-52	-2315	1000.0	400.0	400000.0	5333333333.3	-3.8	-7.7	i.O.	i.O.	i.O.	i.O.	i.O.	i.O.	
Sohle	-67	-3085	1000.0	600.0	600000.0	18000000000.0	-4.0	-6.3	i.O.	i.O.	i.O.	i.O.	i.O.	i.O.	

M-N Nachweis GZG	M _d [kNm]	N _d [kN]	b	h	A [mm ²]	J [mm ⁴]	σ ₁ [N/mm ²]	σ ₂ [N/mm ²]	30min		60min		120min		druck zug
									Nachweis σ ₁	Nachweis σ ₂	Nachweis σ ₁	Nachweis σ ₂	Nachweis σ ₁	Nachweis σ ₂	
Gewölbe	-39.0	-1858.0	1000.0	400.0	400000.0	5333333333.3	-3.2	-6.1	i.O.	i.O.	i.O.	i.O.	i.O.	i.O.	
Sohle	-50.0	-2284.0	1000.0	600.0	600000.0	18000000000.0	-3.0	-4.6	i.O.	i.O.	i.O.	i.O.	i.O.	i.O.	

GL - MS con arco rovescio (T4-T5)

QUELLEN 0.3

M-N Nachweis GZT	M _d [kNm]	N _d [kN]	b	h	A [mm ²]	J [mm ⁴]	σ ₁ [N/mm ²]	σ ₂ [N/mm ²]	30min		60min		120min		druck zug
									Nachweis σ ₁	Nachweis σ ₂	Nachweis σ ₁	Nachweis σ ₂	Nachweis σ ₁	Nachweis σ ₂	
Gewölbe	102.0	-5042.0	1000.0	400.0	400000.0	5333333333.3	-16.4	-8.8	i.O.	i.O.	i.O.	i.O.	i.O.	i.O.	
Sohle	-313.0	-4467.0	1000.0	1600.0	1600000.0	34133333333.3	-2.1	-3.5	i.O.	i.O.	i.O.	i.O.	i.O.	i.O.	

M-N Nachweis GZG	M _d [kNm]	N _d [kN]	b	h	A [mm ²]	J [mm ⁴]	σ ₁ [N/mm ²]	σ ₂ [N/mm ²]	30min		60min		120min		druck zug
									Nachweis σ ₁	Nachweis σ ₂	Nachweis σ ₁	Nachweis σ ₂	Nachweis σ ₁	Nachweis σ ₂	
Gewölbe	75.0	-3733.0	1000.0	400.0	400000.0	5333333333.3	-12.1	-6.5	i.O.	i.O.	i.O.	i.O.	i.O.	i.O.	
Sohle	-232.0	-3594.0	1000.0	1600.0	1600000.0	34133333333.3	-1.7	-2.8	i.O.	i.O.	i.O.	i.O.	i.O.	i.O.	

Nachweis armiertes Profil	As	T	D 4 cm		curva 2					Nachweis M+	Nachweis M-
			f _{yk}	k _s	f _{yk,t}	x	M+	M-			
30 min	1508.0	137.0	450.0	1	450.0	41.5934423	217.4	1031.7	i.O.	i.O.	
60 min	1508.0	361.0	450.0	0.95	427.5	39.51377019	207.1	980.7	i.O.	i.O.	
120 min	1508.0	593.0	450.0	0.4	180.0	16.63737692	89.8	415.5	nicht i.O.	i.O.	
			D 5 cm								
120 min	1508.0	481.0	450.0	0.7	315.0	29.11540961	154.7	724.7	i.O.	i.O.	

ANHANG 5 – ANALYSE DER TÜBBINGEN

APPENDICE 5 - ANALISI DEL RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE

Nella presente appendice sono riportati i principali output delle analisi agli elementi finiti della sezione GL-MS effettuate con il programma FLAC e Mathcad.

BRENNER BASIS TUNNEL, SWITZERLAND

Main Tunnel Lining Design

Conventionally reinforced - 1.5m wide - 6 segments and 1 key
(10.14m OD)

Short term concrete stiffness

Reduced second moment of area

Inner lining will be installed

Geotechnical inputs : Geomechanics Report Table 4 : GTB-D0700-GEO03-01 02.08.13 and
Email: 10.09.13 Title: Berechnungen Flac - from P Nater

Dimensional inputs: KRP-D0700-23301-00 11.03.14

- Chainages:
- 36.0km (917.18m depth, in class 2/3 rock)
 - 39.1km (746.33m depth, in class 1/2 rock)
 - 42.0km (1525.06m depth, in class 3 rock)

CONTENTS:

1. DATA AND ASSUMPTIONS
2. TUNNEL LOADING AND FORCES
3. RADIAL JOINT ROTATION
4. RADIAL JOINT ECCENTRICITY AND JOINT FAILURE
5. CIRCUMFERENTIAL JOINT RAM LOAD CAPACITY
6. SEGMENT BENDING
7. GROUT LOADS
8. BOLT DESIGN
9. LIFTING AND HANDLING
10. GROOVE CAPACITY CHECK
11. **SUMMARY OF RESULTS**
12. REFERENCES

Input

Results

Assumptions

Pöyry Schweiz AG
Herostrasse 12, P.O.Box
CH-8048 Zürich/Schweiz
Tel: +41 44 355 55 55
Fax: +41 44 355 55 56
www.poyry.ch

SECTION 1: DATA AND ASSUMPTIONS

1.1 Concrete

$$f_{cu} := 60 \text{ MPa}$$

Cube strength (Normal weight concrete)

$$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$$

Cylinder strength, from
BS EN 1992-1-1:2004 Table 3.1

$$f_{cm} = 58 \text{ MPa}$$

Mean compressive strength

$$f_{ctm} = 4.1 \text{ MPa}$$

Characteristic tensile strength,
BS EN 1992-1-1:2004 Table 3.1

$$\gamma_c := 1.5$$

Material factor

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

Additional tensile factor, BS EN 1992-1-1,
UK Annex Table NA.1

$$f_{cd} := \frac{(\alpha_{cc} \cdot f_{ck})}{\gamma_c} = 28.33 \text{ MPa}$$

Design compressive
strength, BS EN 1992-1-1
Equation 12.1

$$f_{ctd} := \frac{f_{ctk0.05}}{\gamma_c} = 1.9 \text{ MPa}$$

Design concrete tensile strength

$$\gamma := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Concrete density, BS EN 1991-1-1:2002,
Table A

1.2 Steel reinforcement

$$f_y := 450 \text{ MPa}$$

Characteristic yield strength

$$\gamma_s := 1.15$$

Material factor

$$f_{yd} := \frac{f_y}{\gamma_s} = 391.3 \text{ MPa}$$

Design yield strength

1.3 Tunnel and Segment geometry

$ID := 9340 \text{ mm}$	Internal diameter of Tunnel
$t_s := 400 \text{ mm}$	Segment thickness
$b := 1500 \text{ mm}$	Ring width
$n_s := 6$	Number of standard segments (excluding key)
$\theta_{key} := 22.5 \text{ deg}$	Max. segment angle of Key segment
$OD := ID + 2 \cdot t_s = 10140 \text{ mm}$	External diameter
$R_{av} := \frac{(ID + t_s)}{2} = (4.87 \cdot 10^3) \text{ mm}$	Mean radius
$\theta := \frac{(360 \text{ deg} - \theta_{key})}{n_s} = 56.25 \text{ deg}$	Max. segment angle of Standard segment
$L_{circ} := \theta \cdot R_{av} = (4.78 \cdot 10^3) \text{ mm}$	Circumferential length of standard segment
$L_{plan} := 2 \cdot R_{av} \cdot \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) = (4.59 \cdot 10^3) \text{ mm}$	Plan length of standard segment
$L_{key} := \theta_{key} \cdot R_{av} = (1.91 \cdot 10^3) \text{ mm}$	Circumferential length of key segment
$\theta_{top} := \frac{(2 \cdot \theta - \theta_{key})}{2} = 45 \text{ deg}$	Max. segment angle of top segment
$L_{top} := \theta_{top} \cdot R_{av} = (3.82 \cdot 10^3) \text{ mm}$	Circumferential length of top segment
$cgd_r := 60.5 \text{ mm}$	Radial joint caulking groove depth
$cgd_c := 60.5 \text{ mm}$	Circle joint caulking groove depth

$$\Delta := 25 \text{ mm}$$

Max. permissible ring deformation

$$O_v := \frac{(2 \cdot \Delta)}{ID} = 5.35 \cdot 10^{-3}$$

Max. permissible ovalisation

1.4 Segment lining properties

$$I_{stiff} := \frac{t_s^3}{12} = (5.333 \cdot 10^{-3}) \frac{m^4}{m}$$

Stiff ring second moment of area per m run
(A.M. (1975) Geotechnical Eq. 4.7)

$$I_j := 0$$

Joint stiffness

$$I_e := I_j + \left(\frac{4}{n_s}\right)^2 \cdot I_{stiff} = (2.37 \cdot 10^{-3}) \frac{m^4}{m}$$

I value including adjustment for joint articulation

Where the joint stiffness I_j is negligible compared to the factored stiff ring value, so taken as zero.

$$E_{short} := 22 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}}\right)^{0.3} \cdot \text{GPa}$$

Short term Youngs modulus 28 days,
BS EN 1992-1-1:2004 Table 3.1

$$E_{short} = 37.28 \text{ GPa}$$

$$E_{long} := \frac{E_{short}}{2} = 18.64 \text{ GPa}$$

Long term Youngs Modulus 1 year

$$\nu := 0.2$$

Poissons ratio
BE EN 1992-1-1:2004 3.1.3 (4)

1.5 Gasket properties

$$F_{G0} := 82 \frac{kN}{m}$$

Gasket full closure force

$$F_{G01} := 56 \frac{kN}{m}$$

Gasket 1mm gap force

$$\gamma_{G0} := 1.1$$

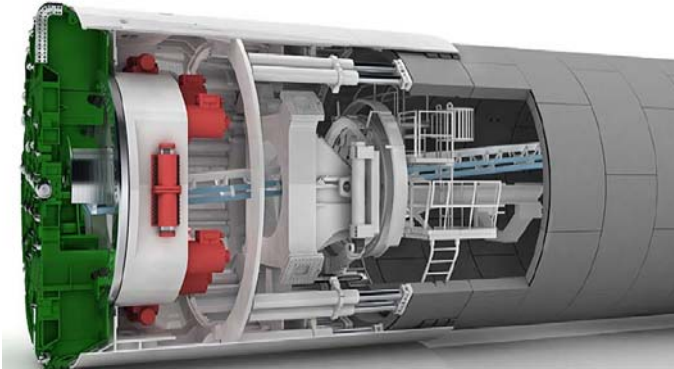
Load factor for full gap closure, NA to BS EN
1990:2002 + A1:2005 Table N1.A1.3

$$\gamma_{G01} := 1.5$$

Load factor under working loads

1.6 TBM data

TBM: Single Shield



Source: www.herrenknecht.com

3 Shoes per segment + 2 shoe on key

$$l_{shoe} := 950 \text{ mm}$$

Shoe length

$$w_{shoe} = 300 \text{ mm}$$

Shoe width

$$n_{shoe} := 3 \cdot n_s + 2 = 20$$

Number of shoes (Email from TW 18.03.14)

$$T_{max} := 69000 \text{ kN}$$

Total max. thrust (Email from TW 18.03.14)

$$\gamma_{ram} := 1.2$$

Ram load factor (using SLS)

$$T_{total} := \gamma_{ram} \cdot T_{max} = (8.28 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

Design total ram thrust

$$T_{ram} := \frac{T_{total}}{n_{shoe}} = (4.14 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Design ram thrust per shoe

$$e_{ram} := 50 \text{ mm}$$

Assumed ram thrust eccentricity

1.7 Ring taper

$$\Delta_{taper} := 1 \text{ mm}$$

Taper each side of the ring

By similar triangles,

$$\frac{\Delta_{taper}}{OD} = \frac{b}{2 \cdot R_{tr}}$$

Where R_{tr} is the tunnel turning radius

$$R_{tr} := \frac{(OD \cdot b)}{(2 \cdot \Delta_{taper})} = (7.61 \cdot 10^3) \text{ m}$$

$$\theta_{rr} := \theta_{key} = 22.5 \text{ deg}$$

Average ring roll, this assumes the minimum angle of the roll to avoid cruciform joints

$$R_{tr.r} := \frac{R_{tr}}{\cos(\theta_{rr})} = 8.23 \text{ km}$$

Minimum turning radius

$$R_{tr.min} := 10 \text{ km}$$

Minimum turning radius must be greater than calculated min. turning radius above, at chainage 37.5km

$check_{taper} = \text{"Taper is adequate"}$

SECTION 2 : TUNNEL LOADING AND FORCES

2.1 Ground loading

Longitudinal Geotechnical Section BBT Dwg. 02-E62-
GP-001 GLS-03 Final 27.02.13

$$Chainages := \begin{bmatrix} "36.0km" \\ "39.1km" \\ "42.0km" \end{bmatrix}$$

Chainage of section

$$Formations := \begin{bmatrix} "Class_2/3" \\ "Class_1/2" \\ "Class_3" \end{bmatrix}$$

Strata

$$L_{ground} := \begin{bmatrix} 1695.86 \\ 1513.29 \\ 2280.30 \end{bmatrix} \cdot m$$

Ground level (m ATD)

$$L_{water} := \begin{bmatrix} 855.41 \\ 818.69 \\ 836.97 \end{bmatrix} \cdot m$$

Water level (m ATD)

$$L_{rail} := \begin{bmatrix} 778.67 \\ 766.95 \\ 755.23 \end{bmatrix} \cdot m$$

Rail level (m ATD)

$$d_{rl} := 1.74 \text{ m}$$

Distance between rail level and
tunnel axis level

$$L_{axis} := L_{rail} + d_{rl} = \begin{bmatrix} 780.41 \\ 768.69 \\ 756.97 \end{bmatrix} m$$

Tunnel axis level

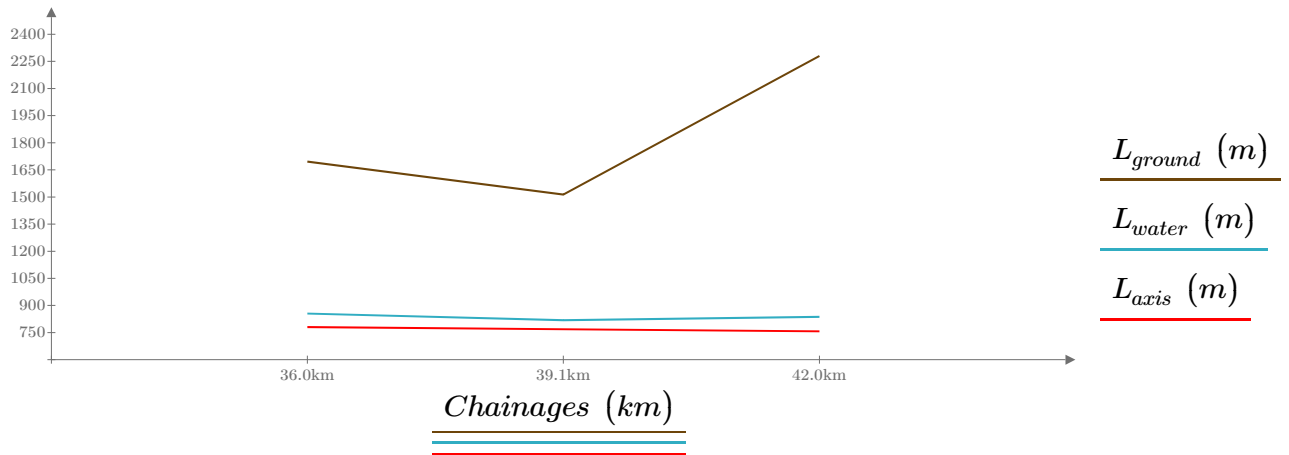
$$Z := L_{ground} - L_{axis} = \begin{bmatrix} 915.45 \\ 744.6 \\ 1.52 \cdot 10^3 \end{bmatrix} m$$

Ground cover to tunnel axis
level (m ATD)

$$h := L_{water} - L_{axis} = \begin{bmatrix} 75 \\ 50 \\ 80 \end{bmatrix} m$$

Hydrostatic head to tunnel axis
level

$$h := \begin{cases} \text{if } \min(h) \leq 0 \\ \quad \parallel \\ \quad \parallel 0 \\ \quad \parallel \\ \text{else} \\ \quad \parallel \\ \quad \parallel h \end{cases} = \begin{bmatrix} 75 \\ 50 \\ 80 \end{bmatrix} m$$



2.2 Ground properties

Email: 10.09.13 Title: Berechnungen Flac - P Nater

Email: 14.10.13 Title: Re:BBT: Weiteres Vorgehen - S Ceriani

$$K_m := \begin{bmatrix} 0.8 \\ 0.8 \\ 0.7 \end{bmatrix}$$

Design stress ratio

$$\gamma_d := \begin{bmatrix} 27 \\ 27 \\ 27 \end{bmatrix} \cdot \frac{kN}{m^3}$$

Average bulk unit weight

$$\gamma_w := 10 \frac{kN}{m^3}$$

Density of water

$$\gamma_{sub} := \gamma_d - \gamma_w = \begin{bmatrix} 17 \\ 17 \\ 17 \end{bmatrix} \frac{kN}{m^3}$$

Submerged unit weight

$$E_g := \begin{bmatrix} 6300 \\ 5500 \\ 6000 \end{bmatrix} \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Drained Youngs modulus

2.3 Surcharge

$$q := \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Surcharge on all sections

$$q_{ad} := \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Additional surcharge

$$\gamma_{sur} := 1.5$$

Surcharge factor

$$\gamma_{ob} := 1.4$$

Overburden factor

$$q_f := (q + q_{ad}) \cdot \gamma_{sur} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \frac{kN}{m^2}$$

Total factored surcharge

$$\nu_g := \begin{bmatrix} 0.3 \\ 0.3 \\ 0.3 \end{bmatrix}$$

Poissons ratio

2.4 Effective stresses and Total stresses

$$Z-h = \begin{bmatrix} 840.45 \\ 694.6 \\ 1.44 \cdot 10^3 \end{bmatrix} m$$

Water table corresponding to tunnel axis level

Water_table = "is below ground level"

and = "above tunnel axis level"

SECTION 3 : RADIAL JOINT ROTATION

3.1 Maximum joint rotation

$$\Delta = 25 \text{ mm}$$

Design max. deflection

$$U_c = 0 \text{ mm}$$

Deformation due to ground loading, since by the time lining will be installed max. deformation has already been occurred

$$\Delta_{bb} := |\Delta + U_c| = 25 \text{ mm}$$

Max. permissible bad build ovalisation, this value has a forced false minimum of 10mm.

$$\theta = 0.98$$

Max. segment angle of Standard segment

Total ovalisation for closure check using max. permissible ovalisation

$$OA := \frac{ID}{2} = 4.67 \text{ m}$$

$$\alpha := \frac{(\pi - \theta)}{2} = 1.08$$

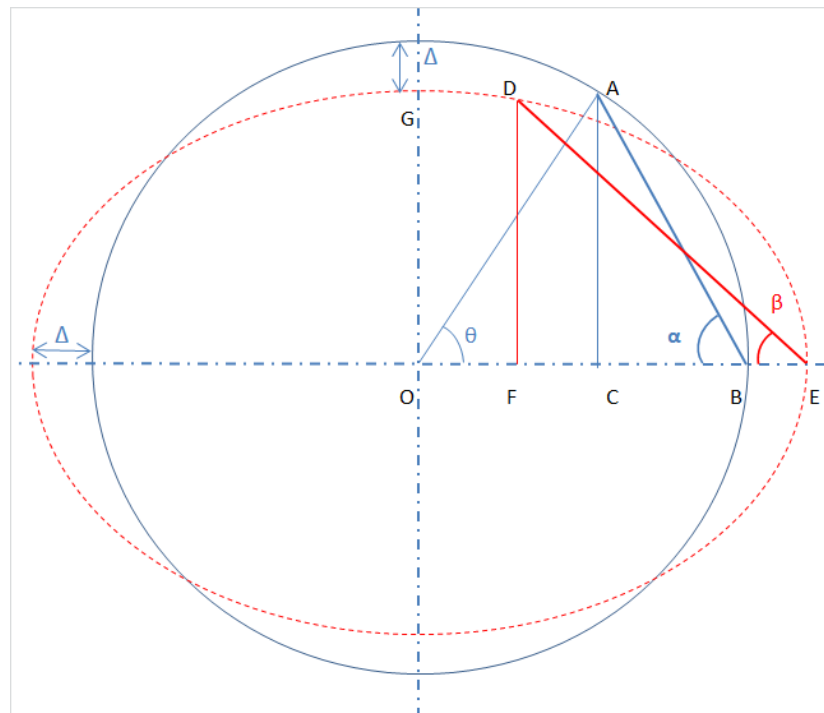
$$OC := OA \cdot \cos(\theta) = 2.59 \text{ m}$$

$$CB := OA - OC = 2.08 \text{ m}$$

$$AB := \frac{CB}{\cos(\alpha)} = 4.4 \text{ m}$$

$$OE := OA + \Delta = 4.7 \text{ m}$$

$$OG := OA - \Delta = 4.65 \text{ m}$$



AB shows the chord of a segment before deformation and DE shows the same segment after deformation

Combining the equation of an ellipse with pythagoras on the deformed segment geomtry, the following formula is obtained:

$$\left(1 - \frac{OG^2}{OE^2}\right) \cdot OF^2 - 2 \cdot OE \cdot OF + (OE^2 + OG^2 - DE^2) = 0$$

To find OF, the constants for the quadratic solution are as follows:

$$a_q := 1 - \frac{OG^2}{OE^2} = 0.02$$

$$b_q := -2 \cdot OE = -9.39 \text{ m}$$

$$c_q := OE^2 + OG^2 - AB^2 = 24.23 \text{ m}^2$$

$$OF := \frac{-b_q - \sqrt{b_q^2 - 4 \cdot a_q \cdot c_q}}{2 \cdot a_q} = 2.6 \text{ m}$$

$$\beta := \arccos\left(\frac{(OE - OF)}{AB}\right) = 1.07$$

$$\alpha - \beta = 6.06 \cdot 10^{-3}$$

Total rotation at joint due to movement of two adjacent segments:

$$\zeta := 2 \cdot (\alpha - \beta) = 0.01$$

Bad- build ovalisation for additional moment calculation

Considering **only** bad build ovalisation since Curtis-Muir Wood moment accounts for the eccentricity at the joints caused by ground load ovalisation.

$$OE_{bb} := OA + \Delta_{bb} = 4.7 \text{ m}$$

$$OG_{bb} := OA - \Delta_{bb} = 4.65 \text{ m}$$

$$a_{q,bb} := 1 - \frac{OG_{bb}^2}{OE_{bb}^2} = 0.02$$

$$b_{q,bb} := -2 \cdot OE_{bb} = -9.39 \text{ m}$$

$$c_{q.bb} := OE_{bb}^2 + OG_{bb}^2 - AB^2 = 24.23 \text{ m}^2$$

$$OF_{bb} := \left(\frac{-b_{q.bb} - \sqrt{(b_{q.bb}^2 - 4 \cdot a_{q.bb} \cdot c_{q.bb})}}{2 \cdot a_{q.bb}} \right) = 2.6 \text{ m}$$

$$\beta_{bb} := \arccos\left(\frac{(OE_{bb} - OF_{bb})}{AB}\right) = 1.07$$

$\alpha - \beta_{bb}$ is angular rotation

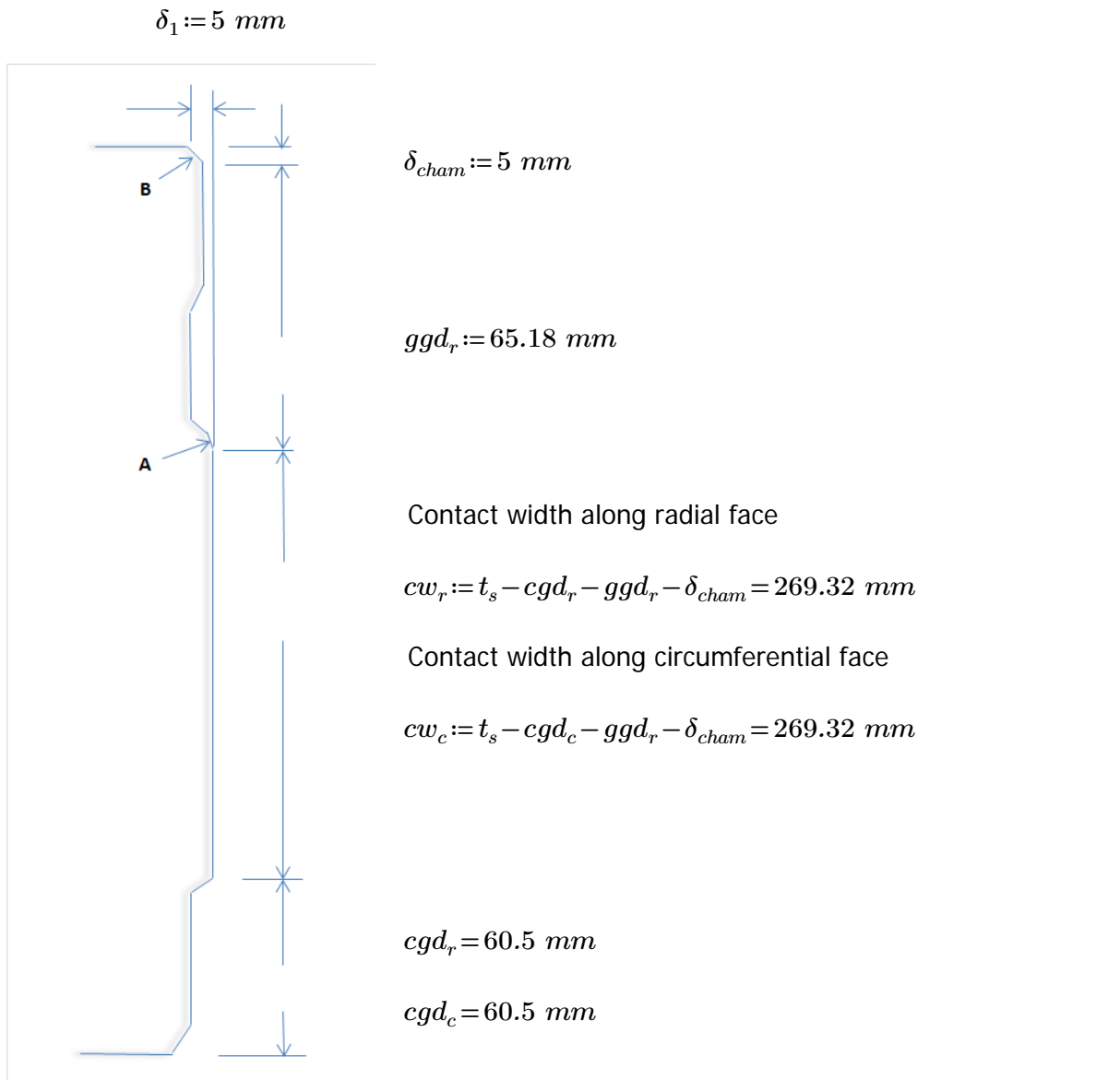
Max. bad build effect on rotation at joint due to movement of adjacent segments:

$$\zeta_{bb} := 2 \cdot (\alpha - \beta_{bb}) = 0.0121$$

$$\text{ovalisation} := \begin{cases} \text{if } U_c > \Delta \\ \quad \text{"Warning--ovalisation exceeds permissible, increase gap"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"OK"} \end{cases}$$

ovalisation = "OK"

3.2 Closure check at extrados



$jrl := 50 \text{ mm}$

Joint rebate length on the radial faces

$jrl_c := 50 \text{ mm}$

Joint rebate length on the circumferential faces

Assume rotation occurs about A

$closure := \zeta \cdot ggd_r = 0.79 \text{ mm}$

$$gap := \begin{cases} \text{if } closure < 2 \cdot \delta_1 \\ \quad \text{"Sufficient"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Failure"} \end{cases}$$

$gap = \text{"Sufficient"}$

SECTION 4 : RADIAL JOINT ECCENTRICITY AND JOINT FAILURE

A. Normal joint (Convex/Convex)

4.1 Eccentricity and resulting increased bending moment

$$R_{os} := 3000 \text{ mm}$$

Ordinary segment joint radius of curvature

$$e_{1.1} := \frac{R_{os} \cdot R_{os} \cdot \zeta_{bb}}{R_{os} + R_{os}} = 18.17 \text{ mm}$$

Additional eccentricity due to bad-build joint rotation

$$\lambda_1 := 5 \text{ mm}$$

Max. segment misalignment

$$e_{1.2} := \frac{R_{os} \cdot \lambda_1}{2 \cdot R_{os}} = 2.5 \text{ mm}$$

Contact point eccentricity caused by this misalignment

$$e_{1.d} := e_{1.1} + e_{1.2} = 20.67 \text{ mm}$$

Design eccentricity

The hoop load acting at this eccentricity results in an increased bending moment in the segment.

New section bending moment per m run

$$M_{f.new.a} := \left(\overrightarrow{|M_f| + |N_{a.f} \cdot e_{1.d}|} \right) = \begin{bmatrix} 30.48 \\ 19.08 \\ 24.03 \end{bmatrix} \frac{kN \cdot m}{m} \quad \text{at Axis}$$

$$M_{f.new.c} := \left(\overrightarrow{|M_f| + |N_{c.f} \cdot e_{1.d}|} \right) = \begin{bmatrix} 30.48 \\ 19.08 \\ 24.03 \end{bmatrix} \frac{kN \cdot m}{m} \quad \text{at Crown}$$

$$M_{f.new.max} = \begin{bmatrix} 30.48 \\ 19.08 \\ 24.03 \end{bmatrix} \frac{kN \cdot m}{m}$$

4.2 Bearing check

$$N_w := N_{max} \cdot b = \begin{bmatrix} 1484.1 \\ 861.8 \\ 1177.8 \end{bmatrix} kN$$

Max. working hoop load per segment width

$$L_j := b - 2 \cdot jrl = 1.4 \text{ m}$$

Joint length

$$P_{max} := 2 \cdot f_{cu} = 120 \text{ MPa}$$

Max. allowable contact pressure

$$E_{rel} := \frac{E_{short}}{2 \cdot (1 - \nu^2)} = (1.94 \cdot 10^4) \frac{N}{mm^2}$$

Relative Youngs modulus

$$R_{rel} := \frac{1}{\frac{1}{R_{os}} + \frac{1}{R_{os}}} = 1.5 \text{ m}$$

Relative radius

$$P_{peak} = \begin{bmatrix} 66.09 \\ 50.36 \\ 58.87 \end{bmatrix} \text{ MPa}$$

Peak contact pressure according to Hertz theory,
H.Hertz 1895 Gesammelte Werke Vol.1

$$FOS_{joint.bearing} := \frac{P_{max}}{P_{peak}} = \begin{bmatrix} 1.82 \\ 2.38 \\ 2.04 \end{bmatrix}$$

Factor of safety

$$S_r := \frac{2 \cdot R_{os} \cdot t_s}{R_{os}^2} = 0.27$$

Sensitivity ratio

$check_{sensitivity} = \text{“OK”}$

4.3 Radial joint splitting check

Check on radial direction anti-splitting steel (hoop of main circumferential rebar)

$$\phi_{tr} := 12 \text{ mm}$$

Diameter of tension bars

$$\phi_{tr.ladder} := 12 \text{ mm}$$

$$n_{tr} := 16$$

Number of effective anti-splitting bars within a depth of 80% of the segment thickness

$$n_{tr.ladder} := 16$$

$$A_{s.tr} := \frac{n_{tr}}{b} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{tr}^2}{4} + \frac{n_{tr.ladder}}{b} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{tr.ladder}^2}{4}$$

$$A_{s.tr} = (2.41 \cdot 10^3) \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Effective steel area per m

$$F_{str} := A_{s.tr} \cdot f_{yd} = 944.12 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Yield strength of the anti-splitting reinforcement per m

$$N_{ur} = 7158.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Factored design strength

$$N_{max.f} := 1.35 \cdot N_{max} = \begin{bmatrix} 1335.7 \\ 775.6 \\ 1060 \end{bmatrix} \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Factored max. hoop forces

$$FOS_{radial.splitting} := \frac{N_{ur}}{N_{max.f}} = \begin{bmatrix} 5.36 \\ 9.23 \\ 6.75 \end{bmatrix}$$

Factor of safety

4.4 Corner shear

$$A_{sts} := \frac{n_{tr.ladder}}{b} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{tr.ladder}^2}{4}$$

Area of shear reinforcement (ladder mat)

$$A_{sts} = (1.21 \cdot 10^3) \frac{mm^2}{m}$$

$$F_{sts} := A_{sts} \cdot f_{yd} = 472.06 \frac{kN}{m}$$
 Yield strength of ladder mat

$$N_{us} = (6.07 \cdot 10^3) \frac{kN}{m}$$

$$N_{max.f} = \begin{bmatrix} 1335.7 \\ 775.6 \\ 1060 \end{bmatrix} \frac{kN}{m}$$
 Factored max. hoop forces

$$FOS_{corner.shear} := \frac{N_{us}}{N_{max.f}} = \begin{bmatrix} 4.55 \\ 7.83 \\ 5.73 \end{bmatrix}$$
 Factor of safety

B. KEY joint (Convex/Convex)

4.5 Eccentricity and resulting increased bending moment (Key segment)

$$R_{ts} := 3000 \text{ mm}$$
 Top segment joint radius of curvature

$$R_k := 3000 \text{ mm}$$
 Key segment joint radius of curvature

$$e_{2.1} := \frac{R_{ts} \cdot R_k \cdot \zeta_{bb}}{R_k + R_{ts}} = 18.17 \text{ mm}$$
 Additional eccentricity due to bad-build joint rotation

$$\lambda_2 := 10 \text{ mm}$$
 Max. segment misalignment

$$e_{2.2} := \frac{R_k \cdot \lambda_2}{R_k + R_{ts}} = 5 \text{ mm}$$
 Contact point eccentricity caused by this misalignment

$$e_{2.d} := e_{2.1} + e_{2.2} = 23.17 \text{ mm}$$
 Design eccentricity

The hoop load acting at this eccentricity results in an increased bending moment in the segment.

New section bending moment per m run, assuming 50% Shear between the soil and the lining

$$M_{f.new2.a} := \left(\overrightarrow{M_f} + |N_{a.f} \cdot e_{2.d}| \right) = \begin{bmatrix} 33.82 \\ 21.02 \\ 26.68 \end{bmatrix} \frac{kN \cdot m}{m} \quad \text{at Axis}$$

$$M_{f.new2.c} := \left(\overrightarrow{M_f} + |N_{c.f} \cdot e_{2.d}| \right) = \begin{bmatrix} 33.82 \\ 21.02 \\ 26.68 \end{bmatrix} \frac{kN \cdot m}{m} \quad \text{at Crown}$$

$$M_{f.new2.max} = \begin{bmatrix} 33.82 \\ 21.02 \\ 26.68 \end{bmatrix} \frac{kN \cdot m}{m}$$

4.6 Bearing check (Key segment)

$$N_{w.c} := N_{max} \cdot b = \begin{bmatrix} 1.48 \cdot 10^3 \\ 861.75 \\ 1.18 \cdot 10^3 \end{bmatrix} kN \quad \text{Max. working hoop load per segment width}$$

$$L_j = 1.4 \text{ m} \quad \text{Joint length}$$

$$P_{max} = 120 \text{ MPa} \quad \text{Max. allowable contact pressure, BS EN 1992-1 6.7 (2)}$$

$$E_{rel.2} := \frac{E_{short}}{2 \cdot (1 - \nu^2)} = (1.94 \cdot 10^4) \frac{N}{mm^2} \quad \text{Relative Youngs modulus}$$

$$R_{rel.2} := \frac{1}{\frac{1}{R_{ts}} + \frac{1}{R_k}} = 1.5 \text{ m} \quad \text{Relative radius}$$

$$P_{peak.2} = \begin{bmatrix} 66.09 \\ 50.36 \\ 58.87 \end{bmatrix} MPa$$

Peak contact pressure according to Hertz theory,
H.Hertz 1895 Gesammelte Werke Vol.1

$$FOS_{joint.bearing.key} := \frac{P_{max}}{P_{peak.2}} = \begin{bmatrix} 1.82 \\ 2.38 \\ 2.04 \end{bmatrix}$$

Factor of safety

4.7 Radial joint splitting check (Key segment)

Check on radial direction anti-splitting steel (hoop of main circumferential rebar)

$$\phi_{tr.k} := 12 \text{ mm}$$

Diameter of tension bars

$$\phi_{tr.k.ladder} := 12 \text{ mm}$$

$$n_{tr.k} := 16$$

Number of effective anti-splitting bars within a
depth of 80% of the segment thickness

$$n_{tr.k.ladder} := 16$$

$$A_{s.tr.k} := \frac{n_{tr.k}}{b} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{tr.k}^2}{4} + \frac{n_{tr.k.ladder}}{b} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{tr.k.ladder}^2}{4}$$

$$A_{s.tr.k} = (2.41 \cdot 10^3) \frac{mm^2}{m}$$

Effective steel area per m

$$F_{str.k} := A_{s.tr.k} \cdot f_{yd} = 944.12 \frac{kN}{m}$$

Yield strength of the anti-splitting reinforcement
per m

$$N_{ur.k} = (7.16 \cdot 10^3) \frac{kN}{m}$$

Factored design strength

$$N_{c.f} = \begin{bmatrix} 1335.69 \\ 775.575 \\ 1060.02 \end{bmatrix} \frac{kN}{m}$$

Factored hoop force at crown

$$FOS_{radial.splitting.key} := \frac{N_{ur.k}}{N_{c.f}} = \begin{bmatrix} 5.36 \\ 9.23 \\ 6.75 \end{bmatrix} \quad \text{Factor of safety}$$

4.8 Corner shear (Key segment)

$$A_{sts.k} := \frac{n_{tr.k.ladder}}{b} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{tr.k.ladder}^2}{4} \quad \text{Area of shear reinforcement (ladder mat)}$$

$$A_{sts.k} = (1.21 \cdot 10^3) \frac{mm^2}{m}$$

$$F_{sts.k} := A_{sts.k} \cdot f_{yd} = 472.06 \frac{kN}{m} \quad \text{Yield strength of ladder mat}$$

$$N_{us.k} = (6.07 \cdot 10^3) \frac{kN}{m}$$

$$N_{max.f} = \begin{bmatrix} 1335.7 \\ 775.6 \\ 1060 \end{bmatrix} \frac{kN}{m} \quad \text{Factored max. hoop forces}$$

$$FOS_{corner.shear.key} := \frac{N_{us.k}}{N_{max.f}} = \begin{bmatrix} 4.55 \\ 7.83 \\ 5.73 \end{bmatrix} \quad \text{Factor of safety}$$

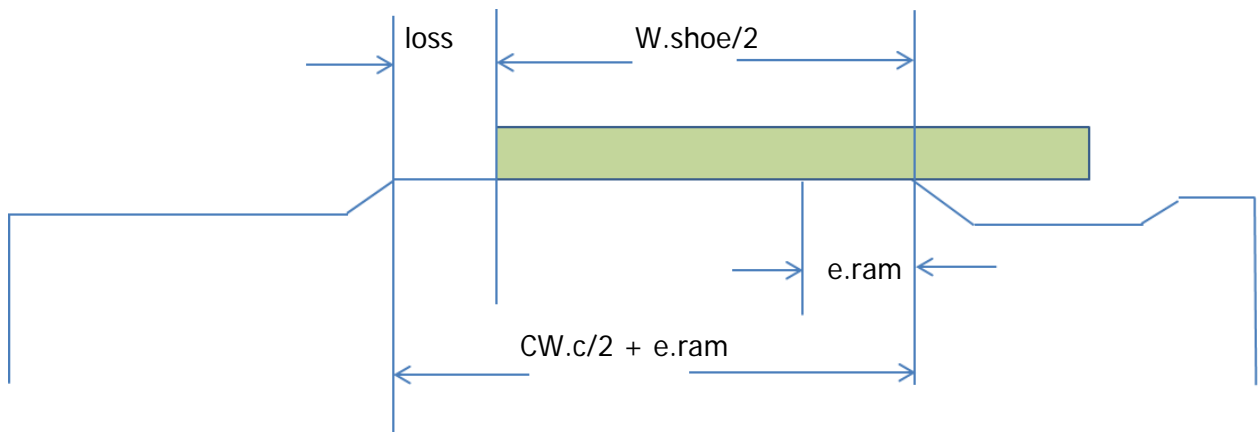
SECTION 5 : CIRCUMFERENTIAL JOINT RAM LOAD CAPACITY

5.1 Ram diemensions and loads

Assume ram shoe is designed with load centreline in line with the segment contact area centreline.

$$e_{ram} = 50 \text{ mm}$$

Max. permissible eccentricity of ram centreline



Assuming ram shoe is wider than the joint area CWc, the loss of contact is found by:

$$cw_c = 269.32 \text{ mm}$$

Joint contact width

$$w_{shoe} = 300 \text{ mm}$$

Ram shoe width

$$loss = 34.66 \text{ mm}$$

Loss of contact

$$cw_{shoe} := cw_c - loss = 234.66 \text{ mm}$$

Width of ram to segment contact

At each end of the segment, the ram shoe may overhang the joint rebate length if the shoes are distributed evenly around the ring. This reduces the contact length and load spread length as follows:

$$L_{circ} = 4.78 \text{ m}$$

Circumferential length of standard segment

$$l_{shoe} = 950 \text{ mm}$$

Shoe length

$$\delta_{edge} := \frac{L_{circ}}{2} - L_{circ} \cdot \frac{n_s}{(n_{shoe} - 1)} = 880.73 \text{ mm}$$

Distance from centre of outer shoe to radial edge of segment

$$cl_{shoe} = 950 \text{ mm}$$

New contact length of outer shoe

$$A_{contact} := cw_{shoe} \cdot cl_{shoe} = (2.23 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Area of shoe contact

5.2 Bearing capacity test

Assuming load spreads into segment maintaining the aspect ratio of the applied load area, as per BS EN 1992-1-1 6.7

$$A_{contact} := \frac{cl_{shoe}}{cw_{shoe}} = 4.05$$

Contact area aspect ratio

$$l_{spread} = (1.51 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Max. load spread length

$$w_{spread} := cw_{shoe} + 2 \cdot cgd_c = 355.66 \text{ mm}$$

Max. load spread width, BS EN 1992-1-1 2004 section 6.7

$$A_{spread} := l_{spread} \cdot w_{spread} = 0.54 \text{ m}^2$$

Max. load spread area

$$F_{Rdu} = (9.8 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Bearing capacity, BS EN 1992-1-1 (6.63)

$$T_{ram} = (4.14 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Ram Thrust on each shoe

$$FOS_{ram.bearing} := \frac{F_{Rdu}}{T_{ram}} = 2.37$$

$$check_{ram.bearing} = \text{"OK"}$$

5.3 Splitting check on circumferential joint

$$\phi_{tc} := 12 \text{ mm}$$

$$n_{tc} := 10$$

$$A_{s.tc} := n_{tc} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{tc}^2}{4} = (1.13 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$F_{s.tc} := A_{s.tc} \cdot f_{yd} = 442.55 \text{ kN}$$

$$N_{uc} = 4991.731 \text{ kN}$$

$$FOS_{ram.splitting} := \frac{N_{uc}}{T_{ram}} = 1.21$$

Diameter of tension bars

Min. number of bars per ram

Effective steel area per ram

Yield strength of the anti-splitting reinforcement per ram

Factored design strength

Factor of safety

5.4 Ram corner shear

$$N_{us.ram} = (5.13 \cdot 10^3) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$T_{ram} = (4.14 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$N_{ram} := \frac{T_{ram}}{l_{shoe}} = (4.36 \cdot 10^3) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$FOS_{ram.corner.shear} := \frac{N_{us.ram}}{N_{ram}} = 1.18$$

Ultimate joint shear strength

Ram Thrust

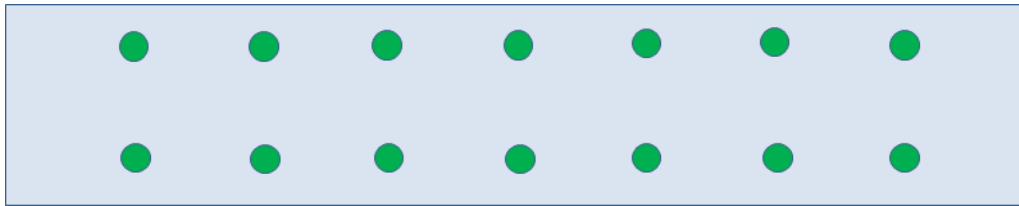
Applied load per unit length

Factor of safety

$$check_{ram.shear} = \text{“OK”}$$

SECTION 6 : SEGMENT BENDING

A. Check for min. main reinforcement (Hoop bars)



$\phi_m := 12 \text{ mm}$	Diameter of main reinforcement bars
$n_m := 14$	Number of main reinforcement bars
$cover := 30 \text{ mm}$	Cover to main reinforcement
$A_{steel} := n_m \cdot \frac{\pi \cdot \phi_m^2}{4} = (1.58 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$	Area of main reinforcement steel bars in each face
$A_{concrete} := b \cdot t_s = 0.6 \text{ m}^2$	Area of concrete cross section
$R_{sc} := 2 \cdot \frac{A_{steel}}{A_{concrete}} = 0.53 \text{ 1\%}$	Ratio of steel to concrete
$R_{msc} := 4\%$	Ratio of steel to concrete, BS 8110

$check_{max.reinf} = \text{"OK"}$

$check_{min.reinf} = \text{"OK"}$

B. Check for min. secondary reinforcement

$\phi_{sc} := 12 \text{ mm}$	Diameter of secondary steel bars
$n_{sc} := 27$	Number of secondary bars in each face
$A_{sc} := n_{sc} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{sc}^2}{4} = (3.05 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$	Area of secondary reinforcement in each face
$d_m := \frac{(OD + ID)}{2} = 9.74 \text{ m}$	Mean diameter of tunnel

$$A_{conc} := \frac{\theta}{360 \text{ deg}} \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_s = 1.91 \text{ m}^2$$

Area of concrete cross section

$$R_{sc2} := 2 \cdot \frac{A_{sc}}{A_{conc}} = 0.32 \text{ 1\%}$$

Ratio of steel to concrete, both faces

$$R_{msc2} := 0.13\%$$

Min. ratio of secondary steel to concrete,
BS 8110

$$check_{transverse.spacing} = \text{“OK”}$$

$$check_{min.reinf.sec} = \text{“OK”}$$

N-M Interaction diagram

Hoop forces and bending moments **at axis**

per metre

per segment

$$N_{a.f} = \begin{bmatrix} 1335.7 \\ 775.6 \\ 1060 \end{bmatrix} \frac{kN}{m}$$

$$N_{a.f} \cdot b = \begin{bmatrix} 2003.5 \\ 1163.4 \\ 1590 \end{bmatrix} kN$$

Factored hoop forces

$$M_{f.new.a} = \begin{bmatrix} 30.48 \\ 19.08 \\ 24.03 \end{bmatrix} \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$M_{f.new.a} \cdot b = \begin{bmatrix} 45.72 \\ 28.62 \\ 36.04 \end{bmatrix} kN \cdot m$$

Factored bending moments

Hoop forces and bending moments **at crown**

per metre

per segment

$$N_{c.f} = \begin{bmatrix} 1335.7 \\ 775.6 \\ 1060 \end{bmatrix} \frac{kN}{m}$$

$$N_{c.f} \cdot b = \begin{bmatrix} 2003.5 \\ 1163.4 \\ 1590 \end{bmatrix} kN$$

Factored hoop forces

$$M_{f.new.c} = \begin{bmatrix} 30.48 \\ 19.08 \\ 24.03 \end{bmatrix} \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$M_{f.new.c} \cdot b = \begin{bmatrix} 45.72 \\ 28.62 \\ 36.04 \end{bmatrix} kN \cdot m$$

Factored bending moments

SECTION 7 : GROUT LOADS

7.1 Primary grouting loads

Loads caused by primary grouting are considered in isolation and they are assumed to have dispersed by the time ground loading is applied.

$$h = \begin{bmatrix} 75 \\ 50 \\ 80 \end{bmatrix} m$$

Hydrostatic pressure at tunnel axis level

$$p_{grout.max} := h \cdot \gamma_w + 1 \text{ bar} = \begin{bmatrix} 8.5 \\ 6 \\ 9 \end{bmatrix} \text{ bar}$$

Max. grout pressure

$$T_{grout} := p_{grout.max} \cdot R_{ex} = \begin{bmatrix} 4309.5 \\ 3042 \\ 4563 \end{bmatrix} \frac{kN}{m}$$

Grout hoop thrust (Curtis-Muir Wood)

$$T_{grout.f} := T_{grout} \cdot \gamma_{ob} = \begin{bmatrix} 6033.3 \\ 4258.8 \\ 6388.2 \end{bmatrix} \frac{kN}{m}$$

Factored grout hoop thrust

$$N_{ur} = 7158.6 \frac{kN}{m}$$

Design hoop thrust

$$FOS_{p.grout} := \frac{N_{ur}}{T_{grout.f}} = \begin{bmatrix} 1.19 \\ 1.68 \\ 1.12 \end{bmatrix}$$

Factor of safety

$$check_{p.grout} := \begin{cases} \text{if } \max(T_{grout.f}) < \max(N_{ur}) \\ \quad \text{"OK: Grout capacity is sufficient"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Fail: Grout hoop thrust exceeds capacity"} \end{cases}$$

$$check_{p.grout} = \text{"OK: Grout capacity is sufficient"}$$

$$e_{bb} := 10 \text{ mm}$$

Assumed bad build eccentricity

$$M_{grout.f} := T_{grout.f} \cdot e_{bb} = \begin{bmatrix} 60.33 \\ 42.59 \\ 63.88 \end{bmatrix} \frac{kN \cdot m}{m}$$

Moment due to primary grouting hoop thrust at bad build eccentricity

SECTION 8 : BOLT DESIGN

8.1 Radial joint bolts

$$A_{circ.s} := \frac{\pi \cdot (OD^2 - ID^2)}{4} \cdot \frac{\theta}{2 \cdot \pi} = 1.91 \text{ m}^2$$

Circumferential cross sectional area of segment

$$W_{seg} := A_{circ.s} \cdot b \cdot \gamma = 71.72 \text{ kN}$$

Weight of segment

$$\gamma_{sw} := 1.4$$

Load factor for self weight of concrete

$$W_f := W_{seg} \cdot \gamma_{sw} = 100.4 \text{ kN}$$

Factored self weight of each segment

$$n_{r.b} := 2$$

Radial bolts per segment

$$\xi := 25.2^\circ = 0.44$$

Bolt angle to horizontal

Bolt type: M24 and grade: 8.8

$$\phi_{bt} := 21.2 \text{ mm}$$

Min. thread diameter

$$\phi_{bs} := 24 \text{ mm}$$

Min. shank diameter

$$A_{bt} := \frac{\pi \cdot \phi_{bt}^2}{4} = 352.99 \text{ mm}^2$$

Tension area

$$A_{bs} := \frac{\pi \cdot \phi_{bs}^2}{4} = 452.39 \text{ mm}^2$$

Shear area

$$f_{yb} := 640 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Yield strength, BS EN 1993-1-8 T.3.1

$$f_{ub} := 830 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ultimate strength

$$\gamma_m := 1.25$$

Material factor, NA to BS EN
1993-1-8:2005

$$F_{v.Rd} := \frac{0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_{bs}}{\gamma_m} = 180.23 \text{ kN}$$

Shear resistance, BS EN 1993-1-8 T.3.4

$$F_{t.Rd} := \frac{0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_{bt}}{\gamma_m} = 210.95 \text{ kN}$$

Tensile resistance

Forces due to compression of gasket assuming a perfectly circular ring

$$F_{G.radial} := F_{G0} \cdot \gamma_{G0} \cdot b = 135.3 \text{ kN}$$

Total radial joint gasket thrust

$$F_G := \frac{F_{G.radial}}{n_{r,b}} = 67.65 \text{ kN}$$

Gasket force per bolt

$$\delta_G := 50.17 \text{ mm}$$

Distance of gasket centreline from
extrados

$$b_{gasket} := 30 \text{ mm}$$

Width of gasket

$$d_{bolt} := \frac{t_s}{2} - cgd_r = 139.5 \text{ mm}$$

Distance from bolt to contact point A

Excluding self weight of segment

$$FOS_{b,t.2} := \frac{F_{t.Rd}}{F_{t.2}} = 1.66$$

$$FOS_{b,v.2} := \frac{F_{v.Rd}}{F_{v.2}} = 3.02$$

Including gasket force and self weight of segment

$$FOS_{b,t.3} := \frac{F_{t.Rd}}{F_{t.3}} = 2$$

$$FOS_{b,v.3} := \frac{F_{v.Rd}}{F_{v.3}} = 1.71$$

SECTION 9 : LIFTING AND HANDLING

$$\omega := \frac{W_{seg}}{L_{plan}} = 15.62 \frac{kN}{m}$$

Unfactored UDL from self weight of segment over plan length

$$\gamma_{dyn} := 3$$

Dynamic amplification factor
NA to BS EN 1990:2002
+A1:2005 Table A1.3

$$\gamma_{sta} := 1.4$$

Static load factor

9.1 Demoulding by suction lift

$$f_{cu.24h} := 15 \frac{N}{mm^2}$$

24 hour concrete strength

$$f_{ck.24h} := 12 \frac{N}{mm^2}$$

Equivalent cylinder strength

$$f_{ctk.24h} := 0.7 \cdot 0.3 \cdot \left(\frac{f_{ck.24h}}{MPa} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot MPa = 1.1 \frac{N}{mm^2}$$

BS EN 1992-1-1:2004 Table 3.1

$$f_{ctd.24h} := \frac{f_{ctk.24h}}{\gamma_c} = 0.73 \frac{N}{mm^2}$$

$$\chi := 500 \text{ mm}$$

Length of segment each side of suction lift

$$M_{lift} := \frac{\omega \cdot \chi^2}{2} = 1.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Max. bending moment

This moment is exceeded by moments induced by stacking below, where capacity is checked.

$$I_s := \frac{b \cdot t_s^3}{12} = (8 \cdot 10^{-3}) \text{ m}^4$$

Second moment of area

$$\sigma_{lift.peak} := \frac{M_{lift} \cdot t_s}{2 \cdot I_s} = 0.05 \frac{N}{mm^2}$$

Peak tensile stress

$$\sigma_{lift.peak.f} := \sigma_{lift.peak} \cdot \gamma_{dyn} \cdot \gamma_{sta} = 0.21 \frac{N}{mm^2}$$

Applying static and dynamic factors

$$FOS_{lift.24h} := \frac{f_{ctd.24h}}{\sigma_{lift.peak.f}} = 3.58$$

Check to see if concrete alone will crack

9.2 Full stack of segments (one ring)

This section investigates the moments induced by batten misalignment at each support. Worst case is bottom segment.

Apply dynamic amplification factor to the top two segments + key only

$$d_{in} := (2 - \sqrt{2}) \cdot L_{plan} = 2.69 \text{ m}$$

Distance between battens

$$e_{batten} := 100 \text{ mm}$$

Batten misalignment

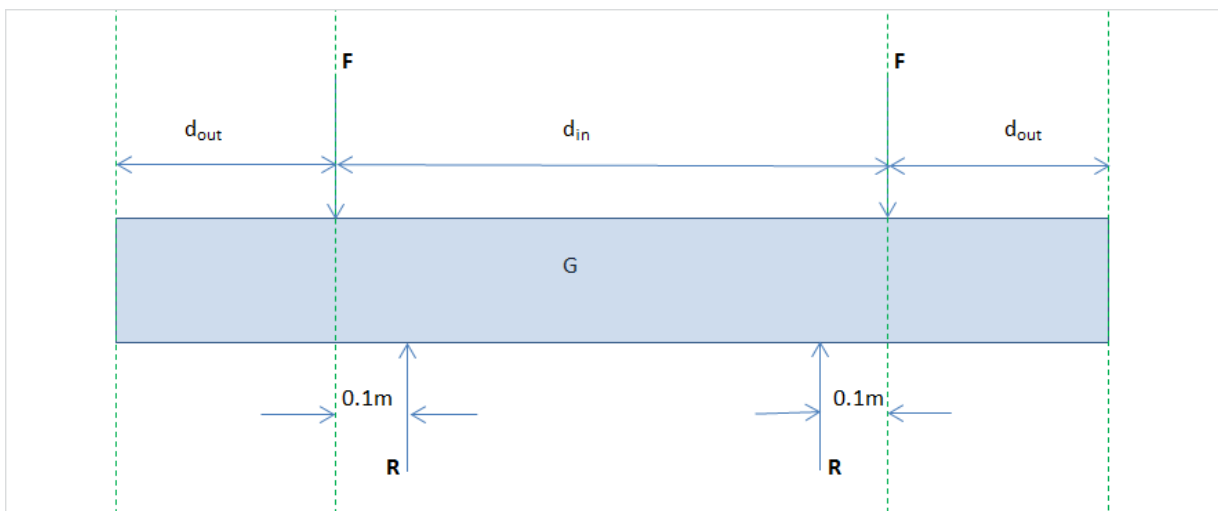
It is assumed that a single offset of 100mm is more critical than two 50mm offsets either side of the mean.

$$W_{seg} = 71.72 \text{ kN}$$

Weight of standard segment

$$W_{key} := \frac{\theta_{key}}{\theta} \cdot W_{seg} = 28.69 \text{ kN}$$

Weight of key



Force transferred through second level batten onto the bottom segment,

$$F_{stack} = 193.64 \text{ kN}$$

$$F_{stack.f} = 512.06 \text{ kN}$$

Factored force

$$F_{stack.f} = 512.06 \text{ kN}$$

Force transferred through each bottom batten

$$R_{stack} := F_{stack} + \frac{W_{seg}}{2} = 229.49 \text{ kN}$$

$$R_{stack.f} := F_{stack.f} + \frac{W_{seg} \cdot \gamma_{sta}}{2} = 562.26 \text{ kN}$$

Factored force

$$M_{stack} = 15.89 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

At midpoint G (worst case), unfactored bending moment

$$M_{stack.f} = 46.34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Factored bending moment

$$M_{stack2.f} = -66.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Offsetting the battens outside will result in new bending moment

$$d := t_s - cover - \phi_{sc} - \frac{\phi_m}{2} = 352 \text{ mm}$$

Effective depth of section

Stacking can only occur once the concrete cube strength has reached 25MPa.

$$f_{cu.stack} := f_{cu.24h} = 15 \frac{N}{mm^2}$$

Equivalent characteristic cube strength

$$M_{max.f} := \max(|M_{stack.f}|, |M_{stack2.f}|) = 66.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Max. moment to support

$$K_{stack} := \frac{M_{max.f}}{f_{cu.stack} \cdot b \cdot d^2} = 0.02$$

Moment stress factor

$$K := 0.120$$

$$Z_{stack} = 0.33 \text{ m}$$

Moment lever arm

$$A_{s.hoop} := \frac{M_{max.f}}{0.87 \cdot f_y \cdot Z_{stack}} = 504.99 \text{ mm}^2$$

Required area of tension hoop steel to support moment

$$A_{s.hoop.p} := n_m \cdot \frac{\pi \cdot \phi_m^2}{4} = (1.58 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Provided area of tension hoop steel

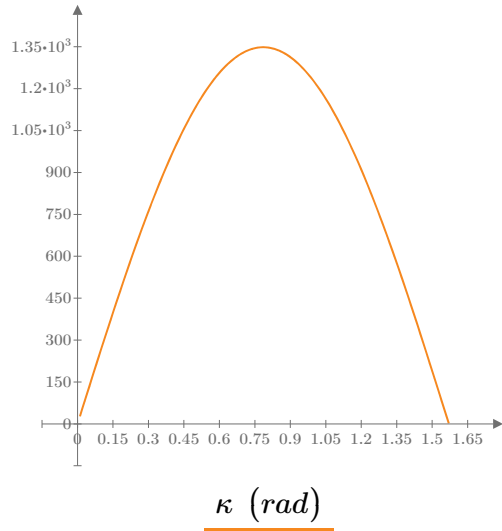
$$FOS_{stack} := \frac{A_{s.hoop.p}}{A_{s.hoop}} = 3.14$$

Factor of safety

SECTION 10 : GROOVE CAPACITY CHECK

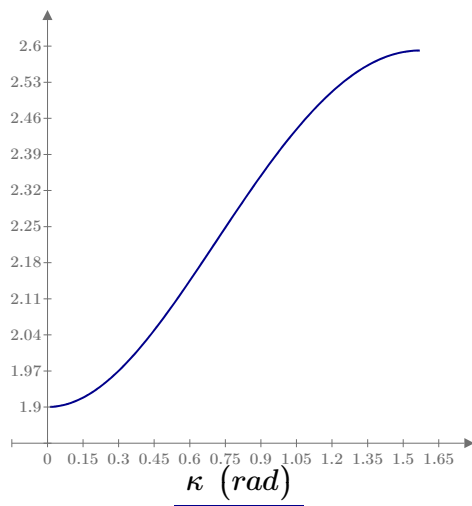
Assume the force act axially along the centreline of the groove.

$\delta_G = 50.17 \text{ mm}$	Distance of groove centreline from extrados
$\kappa := 0.01, 0.02 \dots \frac{\pi}{2} \text{ rad}$	Shear plane angle
$F_{G0} = 82 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Force exerted by gasket per m
$F_{GD} := \gamma_{G0} \cdot F_{G0} = 90.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Design load
$N_{ED}(\kappa) := F_{G0} \cdot \sin(\kappa)$	Beneficial force
$V_{ED}(\kappa) := F_{GD} \cdot \cos(\kappa)$	Destabilising force
$A_{G.shear}(\kappa) := \frac{\delta_G}{\sin(\kappa)}$	Area of shear plane
$\sigma_{cp}(\kappa) := \frac{N_{ED}(\kappa)}{A_{G.shear}(\kappa)}$	Normal stress, BS EN 1992-1 Cl. 12.6.3
$k_G := 1.5$	Shear stress concentration factor, BS EN 1992-1 Cl. 12.6.3 eq. 12.4
$\tau_{cp}(\kappa) := \frac{k_G \cdot V_{ED}(\kappa)}{A_{G.shear}(\kappa)}$	Shear stress
$\sigma_{c.lim} := f_{cd} - 2 \cdot \sqrt{f_{ctd} \cdot (f_{ctd} + f_{cd})} = 13.17 \text{ MPa}$	Limit stress
$FOS_{groove} := \frac{f_{cud}\left(\frac{\pi}{4}\right)}{\tau_{cp}\left(\frac{\pi}{4}\right)} = 1.69$	Factor of safety



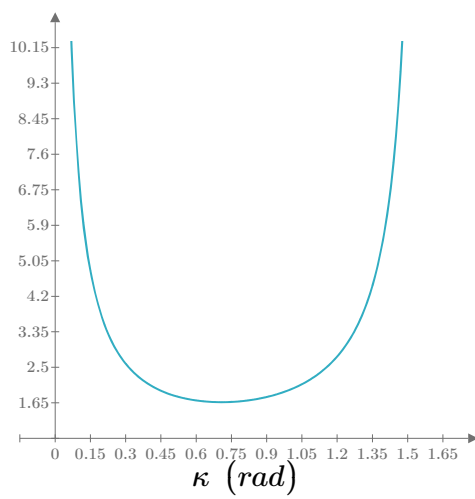
$$\tau_{cp}(\kappa) \left(\frac{kN}{m^2} \right)$$

Shear Stress



$$f_{cvd}(\kappa) \text{ (MPa)}$$

Shear capacity



$$\frac{f_{cvd}(\kappa)}{\tau_{cp}(\kappa)}$$

SECTION 11 : SUMMARY OF RESULTS

1. Factored loads and moments per m length

$$N_{a.f} = \begin{bmatrix} 1335.7 \\ 775.6 \\ 1060 \end{bmatrix} \frac{kN}{m} \quad N_{c.f} = \begin{bmatrix} 1335.7 \\ 775.6 \\ 1060 \end{bmatrix} \frac{kN}{m} \quad M_f = \begin{bmatrix} 2.88 \\ 3.05 \\ 2.12 \end{bmatrix} \frac{kN \cdot m}{m}$$

2. Total moments per m length including additional moments due to bad-build

$$M_{f.new.a} = \begin{bmatrix} 30.48 \\ 19.08 \\ 24.03 \end{bmatrix} \frac{kN \cdot m}{m} \quad M_{f.new.c} = \begin{bmatrix} 30.48 \\ 19.08 \\ 24.03 \end{bmatrix} \frac{kN \cdot m}{m}$$

3. Ovalisation

ovalisation = "OK"

4. Radial joint closure

gap = "Sufficient"

5. Radial joints

At axis level

$$FOS_{joint.bearing} = \begin{bmatrix} 1.82 \\ 2.38 \\ 2.04 \end{bmatrix} \quad FOS_{joint.bearing.key} = \begin{bmatrix} 1.82 \\ 2.38 \\ 2.04 \end{bmatrix}$$

At crown level

$$FOS_{radial.splitting} = \begin{bmatrix} 5.36 \\ 9.23 \\ 6.75 \end{bmatrix} \quad FOS_{radial.splitting.key} = \begin{bmatrix} 5.36 \\ 9.23 \\ 6.75 \end{bmatrix}$$

Corner shear

$$FOS_{corner.shear} = \begin{bmatrix} 4.55 \\ 7.83 \\ 5.73 \end{bmatrix} \quad FOS_{corner.shear.key} = \begin{bmatrix} 4.55 \\ 7.83 \\ 5.73 \end{bmatrix}$$

6. Circumferential joints

$$check_{ram.bearing} = \text{"OK"}$$

$$FOS_{ram.bearing} = 2.37$$

$$check_{ram.splitting} = \text{"OK"}$$

$$FOS_{ram.splitting} = 1.21$$

$$check_{ram.shear} = \text{"OK"}$$

$$FOS_{ram.corner.shear} = 1.18$$

7. Primary grouting

$$check_{p.grout} = \text{"OK: Grout capacity is sufficient"}$$

8. Radial bolts

$$FOS_{b.t.3} = 2$$

Tension

$$FOS_{b.v.3} = 1.71$$

Shear

$$check_{comb} = \text{"OK"}$$

Combination

9. Circumferential bolts

$$FOS_{D.t} = 1.77$$

Tension

$$FOS_{D.v} = 4.87$$

Shear

10. Demoulding

$$FOS_{lift.24h} = 3.58$$

11. Stacking

$$FOS_{stack} = 3.14$$

12. Groove capacity

$$FOS_{groove} = 1.69$$

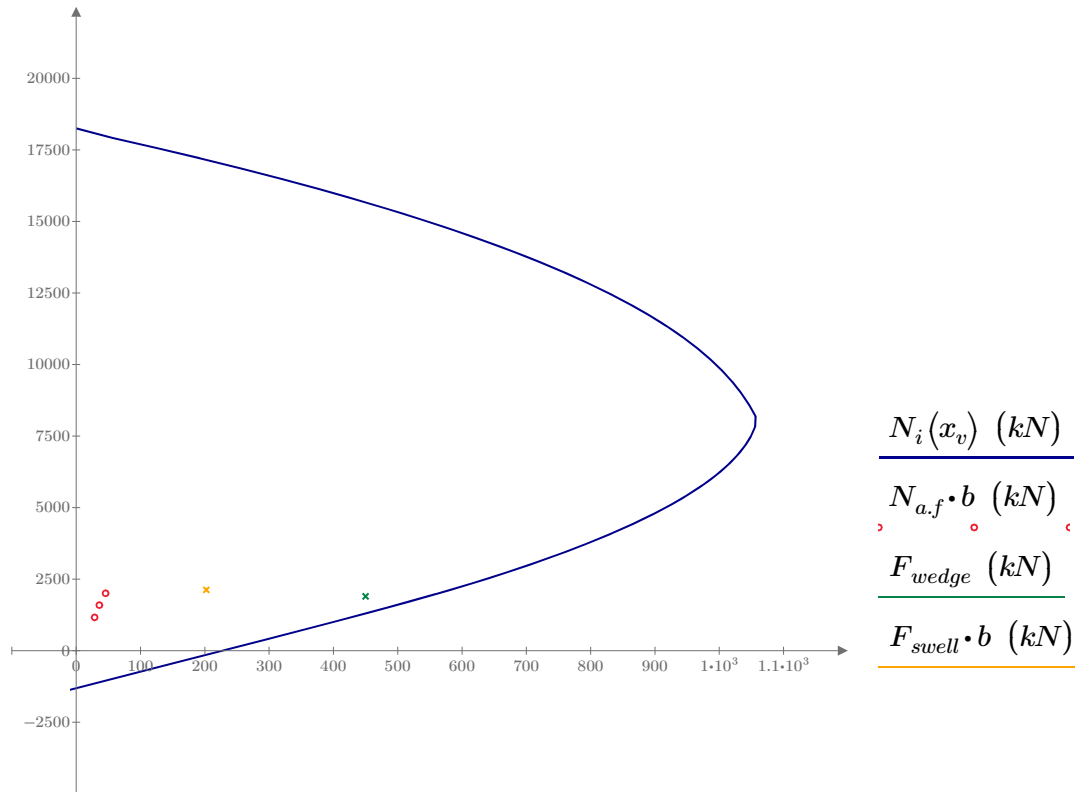
$$F_{swell} := 1415.2 \frac{kN}{m}$$

$$M_{swell} := 134.9 \frac{kN \cdot m}{m}$$

VisualFEA results for
swelling pressure (300kPa)

13. NM Interaction diagram

$F_{wedge} := 1897 \text{ kN}$ $M_{wedge} := 450 \text{ kN}\cdot\text{m}$



$N_i(x_v) \text{ (kN)}$
 $N_{a,f} \cdot b \text{ (kN)}$
 $F_{wedge} \text{ (kN)}$
 $F_{swell} \cdot b \text{ (kN)}$

$M_i(x_v) \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $M_{f,new,a} \cdot b \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $M_{wedge} \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $M_{swell} \cdot b \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

SECTION 12 : REFERENCES

- Muir Wood, A.M. The circular tunnel in elastic ground, *Geotechnique* 25, No.1, 115-127. (1975)
- Curtis, D.J. Discussions: The circular tunnel in elastic ground, *Geotechnique* 26 (1976)
- Duddeck, H. and Erdmann, J. on structural design models for tunnels in soft soil, *Underground space*, Vol 9, 246-259 (1985)
- Hertz, H. *Gesammelte Werke* Vol. 1 (1895)
- Guyon, Y. Limit-state design of prestressed concrete, Vol. 2 chapter VI 10. (2) (1974)
- Leonhardt, F. *Prestressed concrete design and construction*, Vol 2 Section 9.2 (1964)
- Mosley B., Bungey J. and Hulse R., *Reinforced concrete design to Eurocode 2*, (2007)

BRENNER BASIS TUNNEL, SWITZERLAND

Main Tunnel Lining Design (Single shell)

Conventionally reinforced - 1.5m wide, 0.45m thick - 6 segments and 1 key
(10.24m OD & 9.34m ID)

Long term concrete stiffness

Reduced second moment of area

Geotechnical inputs : Geomechanics Report Table 4 : GTB-D0700-GEO03-01 02.08.13 and
Email: 10.09.13 Title: Berechnungen Flac - from P Nater

Dimensional inputs: Drawing number KRP-D0700-23312-00 22.05.14

- Chainages:
- 34.3km (1723m depth, in class 1/2 rock)
 - 40.2km (1253m depth, in class 1/2 rock)
 - 42.0km (1525m depth, in class 3 rock)

CONTENTS:

1. DATA AND ASSUMPTIONS
2. TUNNEL LOADING AND FORCES
3. RADIAL JOINT ROTATION
4. RADIAL JOINT ECCENTRICITY AND JOINT FAILURE
5. CIRCUMFERENTIAL JOINT RAM LOAD CAPACITY
6. SEGMENT BENDING
7. GROUT LOADS
8. BOLT DESIGN
9. LIFTING AND HANDLING
10. GROOVE CAPACITY CHECK
11. SUMMARY OF RESULTS
12. SEISMIC ANALYSIS
13. REFERENCES

Input

Results

Assumptions

Pöyry Schweiz AG
Herostrasse 12, P.O.Box
CH-8048 Zürich/Schweiz
Tel: +41 44 355 55 55
Fax: +41 44 355 55 56
www.poyry.ch

SECTION 1: DATA AND ASSUMPTIONS

1.1 Concrete

$$f_{cu} := 60 \text{ MPa}$$

Cube strength (Normal weight concrete)

$$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$$

Cylinder strength, from
BS EN 1992-1-1:2004 Table 3.1

$$f_{cm} = 58 \text{ MPa}$$

Mean compressive strength

$$f_{ctm} = 4.1 \text{ MPa}$$

Characteristic tensile strength,
BS EN 1992-1-1:2004 Table 3.1

$$\gamma_c := 1.6$$

Material factor, Email PN 16/01/15

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

Additional tensile factor, BS EN 1992-1-1,
UK Annex Table NA.1

$$f_{cd} := \frac{(\alpha_{cc} \cdot f_{ck})}{\gamma_c} = 26.56 \text{ MPa}$$

Design compressive
strength, BS EN 1992-1-1
Equation 12.1

$$f_{ctd} := \frac{f_{ctk0.05}}{\gamma_c} = 1.78 \text{ MPa}$$

Design concrete tensile strength

$$\gamma := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Concrete density, BS EN 1991-1-1:2002,
Table A

1.2 Steel reinforcement

$$f_y := 450 \text{ MPa}$$

Characteristic yield strength,
Email from PN 16701/15

$$\gamma_s := 1.3$$

Material factor, Email from PN 16/01/15

$$f_{yd} := \frac{f_y}{\gamma_s} = 346.15 \text{ MPa}$$

Design yield strength

1.3 Tunnel and Segment geometry

$$ID := 9340 \text{ mm}$$

Internal diameter of Tunnel

$$t_s := 450 \text{ mm}$$

Segment thickness

$$b := 1500 \text{ mm}$$

Ring width

$$n_s := 6$$

Number of standard segments
(excluding key)

$$\theta_{key} := 22.5 \text{ deg}$$

Max. segment angle of Key segment

$$OD := ID + 2 \cdot t_s = 10240 \text{ mm}$$

External diameter

$$R_{av} := \frac{(ID + t_s)}{2} = 4895 \text{ mm}$$

Mean radius

$$\theta := \frac{(360 \text{ deg} - \theta_{key})}{n_s} = 56.25 \text{ deg}$$

Max. segment angle of Standard segment

$$L_{circ} := \theta \cdot R_{av} = 4805.66 \text{ mm}$$

Circumferential length of standard segment

$$L_{plan} := 2 \cdot R_{av} \cdot \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) = 4614.97 \text{ mm}$$

Plan length of standard segment

$$L_{key} := \theta_{key} \cdot R_{av} = 1922.26 \text{ mm}$$

Circumferential length of key segment

$$\theta_{top} := \frac{(2 \cdot \theta - \theta_{key})}{2} = 45 \text{ deg}$$

Max. segment angle of top segment

$$L_{top} := \theta_{top} \cdot R_{av} = 3844.52 \text{ mm}$$

Circumferential length of top segment

$$cgd_r := 60.5 \text{ mm}$$

Radial joint caulking groove depth

$$cgd_c := 60.5 \text{ mm}$$

Circle joint caulking groove depth

$$\Delta := 25 \text{ mm}$$

Max. permissible ring deformation

$$O_v := \frac{(2 \cdot \Delta)}{ID} = 0.01$$

Max. permissible ovalisation

1.4 Segment lining properties

$$I_{stiff} := \frac{t_s^3}{12} = (7.594 \cdot 10^{-3}) \frac{m^4}{m}$$

Stiff ring second moment of area per m run
(A.M. (1975) Geotechnical Eq. 4.7)

$$I_j := 0$$

Joint stiffness

$$I_e := I_j + \left(\frac{4}{n_s}\right)^2 \cdot I_{stiff} = (3.375 \cdot 10^{-3}) \frac{m^4}{m}$$

I value including adjustment for joint articulation

Where the joint stiffness I_j is negligible compared to the factored stiff ring value, so taken as zero.

$$E_{short} := 22 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}}\right)^{0.3} \cdot \text{GPa}$$

Short term Youngs modulus 28 days,
BS EN 1992-1-1:2004 Table 3.1

$$E_{short} = 37.28 \text{ GPa}$$

$$E_{long} := \frac{E_{short}}{2} = 18.64 \text{ GPa}$$

Long term Youngs Modulus 1 year

$$\nu := 0.2$$

Poissons ratio
BE EN 1992-1-1:2004 3.1.3 (4)

1.5 Gasket properties

$$F_{G0} := 82 \frac{kN}{m}$$

Gasket full closure force

$$F_{G01} := 56 \frac{kN}{m}$$

Gasket 1mm gap force

$$\gamma_{G0} := 1.1$$

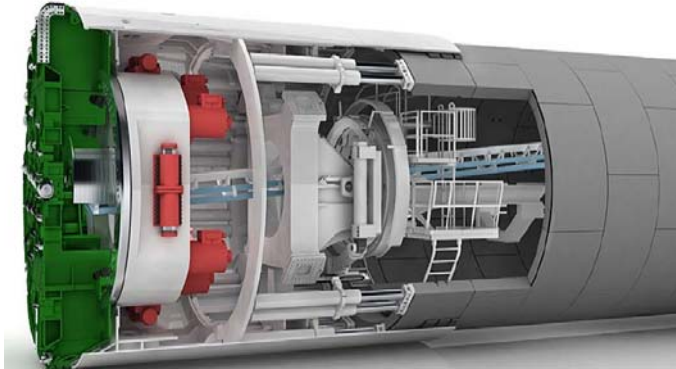
Load factor for full gap closure, NA to BS EN
1990:2002 + A1:2005 Table N1.A1.3

$$\gamma_{G01} := 1.5$$

Load factor under working loads

1.6 TBM data

TBM: Single Shield



Source: www.herrenknecht.com

3 Shoes per segment + 2 shoe on key

$$l_{shoe} := 800 \text{ mm}$$

Shoe length

$$w_{shoe} = 350 \text{ mm}$$

Shoe width

$$n_{shoe} := 3 \cdot n_s + 2 = 20$$

Number of shoes (Email from TW 18.03.14)

$$T_{max} := 69000 \text{ kN}$$

Total max. thrust (Email from TW 18.03.14)

$$\gamma_{ram} := 1.2$$

Ram load factor

$$T_{total} := \gamma_{ram} \cdot T_{max} = 82800 \text{ kN}$$

Design total ram thrust

$$T_{ram} := \frac{T_{total}}{n_{shoe}} = 4140 \text{ kN}$$

Design ram thrust per shoe

$$e_{ram} := 50 \text{ mm}$$

Assumed ram thrust eccentricity

1.7 Ring taper

$$\Delta_{taper} := 1 \text{ mm}$$

Taper each side of the ring

By similar triangles,

$$\frac{\Delta_{taper}}{OD} = \frac{b}{2 \cdot R_{tr}}$$

Where Rtr is the tunnel turning radius

$$R_{tr} := \frac{(OD \cdot b)}{(2 \cdot \Delta_{taper})} = 7680 \text{ m}$$

$$\theta_{rr} := \theta_{key} = 22.5 \text{ deg}$$

Average ring roll, this assumes the minimum angle of the roll to avoid cruciform joints

$$R_{tr,rr} := \frac{R_{tr}}{\cos(\theta_{rr})} = 8.31 \text{ km}$$

Minimum turning radius

$$R_{tr,min} := 10 \text{ km}$$

Minimum turning radius must be greater than calculated min. turning radius above, at chainage 37.5km

$check_{taper} = \text{"Taper is adequate"}$

SECTION 2 : TUNNEL LOADING AND FORCES

2.1 Ground loading

Longitudinal Geotechnical Section BBT Dwg.
02-E62-GP-001 GLS-03 Final 27.02.13

$$Chainages := \begin{bmatrix} "34.3km" \\ "40.2km" \\ "42.0km" \end{bmatrix}$$

Chainage of section

$$Formations := \begin{bmatrix} "Class_1/2" \\ "Class_1/2" \\ "Class_3" \end{bmatrix}$$

Strata

$$L_{ground} := \begin{bmatrix} 2503.41 \\ 2021.69 \\ 2282.30 \end{bmatrix} \cdot m$$

Ground level (m ATD)

$$L_{water} := \begin{bmatrix} 855.41 \\ 818.69 \\ 841.97 \end{bmatrix} \cdot m$$

Water level (m ATD)

$$L_{rail} := \begin{bmatrix} 778.67 \\ 766.95 \\ 755.23 \end{bmatrix} \cdot m$$

Rail level (m ATD)

$$d_{rl} := 1.74 \text{ m}$$

Distance between rail level and
tunnel axis level

$$L_{axis} := L_{rail} + d_{rl} = \begin{bmatrix} 780.41 \\ 768.69 \\ 756.97 \end{bmatrix} m$$

Tunnel axis level

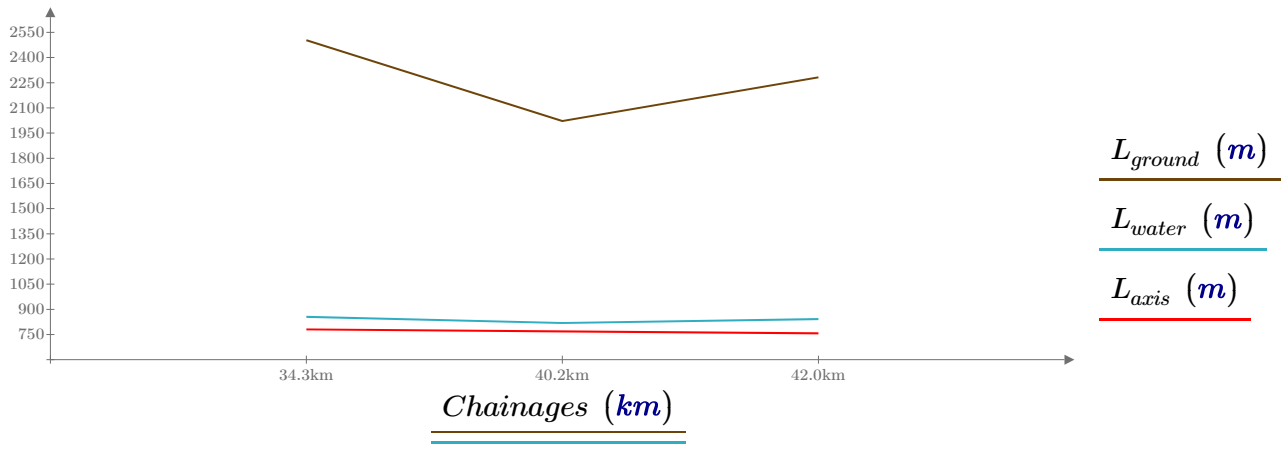
$$Z := L_{ground} - L_{axis} = \begin{bmatrix} 1723 \\ 1253 \\ 1525 \end{bmatrix} m$$

Ground cover to tunnel axis
level (m ATD)

$$h := L_{water} - L_{axis} = \begin{bmatrix} 75 \\ 50 \\ 85 \end{bmatrix} m$$

Hydrostatic head to tunnel axis
level

$$h := \begin{cases} \text{if } \min(h) \leq 0 \\ \quad \parallel \\ \quad \parallel 0 \\ \text{else} \\ \quad \parallel \\ \quad \parallel h \end{cases} = \begin{bmatrix} 75 \\ 50 \\ 85 \end{bmatrix} m$$



2.2 Ground properties

Email: 10.09.13 Title: Berechnungen Flac - P Nater

Email: 14.10.13 Title: Re:BBT: Weiteres Vorgehen - S Ceriani

$$K_m := \begin{bmatrix} 0.8 \\ 0.8 \\ 0.7 \end{bmatrix}$$

Design stress ratio

$$\gamma_d := \begin{bmatrix} 28 \\ 27 \\ 27 \end{bmatrix} \cdot \frac{kN}{m^3}$$

Average bulk unit weight

$$\gamma_w := 10 \frac{kN}{m^3}$$

Density of water

$$\gamma_{sub} := \gamma_d - \gamma_w = \begin{bmatrix} 18 \\ 17 \\ 17 \end{bmatrix} \frac{kN}{m^3}$$

Submerged unit weight

$$E_g := \begin{bmatrix} 30000 \\ 5500 \\ 6000 \end{bmatrix} \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Drained Youngs modulus

2.3 Surcharge

$$q := \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Surcharge on all sections

$$q_{ad} := \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Additional surcharge

$$\gamma_{sur} := 1.5$$

Surcharge factor

$$\gamma_{ob} := 1.4$$

Overburden factor

$$q_f := (q + q_{ad}) \cdot \gamma_{sur} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \frac{kN}{m^2}$$

Total factored surcharge

$$\nu_g := \begin{bmatrix} 0.3 \\ 0.3 \\ 0.3 \end{bmatrix}$$

Poissons ratio

2.4 Effective stresses and Total stresses

$$Z-h = \begin{bmatrix} 1648 \\ 1203 \\ 1440.33 \end{bmatrix} m$$

Water table corresponding to tunnel axis level

Water_table = "is below ground level"

and = "above tunnel axis level"

$$\sigma_{vf} := \begin{bmatrix} 41 \\ 31 \\ 39 \end{bmatrix} \text{ MPa} \quad \sigma_{hf} := \begin{bmatrix} 28 \\ 27 \\ 27 \end{bmatrix} \text{ MPa}$$

Partial factors in Ultimate Limit state with Geotechnical actions (BS EN 1990 Table A1.2(B) NA to BE EN 1990)

$\gamma_{G1} := 1.35$ ULS Partial factors, Permanent actions

$\gamma_{Q1} := 1.5$ ULS Partial factors, Leading variable actions

Results from Numerical modelling, (e.g. FLAC, from F Morales 29.01.15, relaxp =1.5%) :

$$M_{f} := \gamma_{G1} \begin{bmatrix} 2.26 \\ 2.2 \\ 1.57 \end{bmatrix} \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \quad U := \begin{bmatrix} 116 \\ 261 \\ 241 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

$$N_{a,f} := \gamma_{G1} \begin{bmatrix} 2195 \\ 540.7 \\ 785.2 \end{bmatrix} \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad N_{c,f} := N_{a,f} = \begin{bmatrix} 2963 \\ 730 \\ 1060 \end{bmatrix} \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$gap_{lining} := 270 \text{ mm}$

Gap between the lining and excavation profile

$\max(U) = 261 \text{ mm}$

Maximum deformation due to ground loading (Flac)

$$U_c := \begin{cases} \text{if } gap_{lining} \geq \max(U) \\ \quad 0 \text{ mm} \\ \text{else} \\ \quad (\max(U) - gap_{lining}) \end{cases} = 0 \text{ mm}$$

U=0mm, since by the time lining will be installed max. deformation has already been occurred or a sufficient gap is provided.

SECTION 3 : RADIAL JOINT ROTATION

3.1 Maximum joint rotation

$$\Delta = 25 \text{ mm}$$

Design max. deflection

$$U_c = 0 \text{ mm}$$

Deformation due to ground loading, since by the time lining will be installed max. deformation has already been occurred

$$\Delta_{bb} := |\Delta + U_c| = 25 \text{ mm}$$

Max. permissible bad build ovalisation, this value has a forced false minimum of 10mm.

$$\theta = 0.98$$

Max. segment angle of Standard segment

Total ovalisation for closure check using max. permissible ovalisation

$$OA := \frac{ID}{2} = 4.67 \text{ m}$$

$$\alpha := \frac{(\pi - \theta)}{2} = 1.08$$

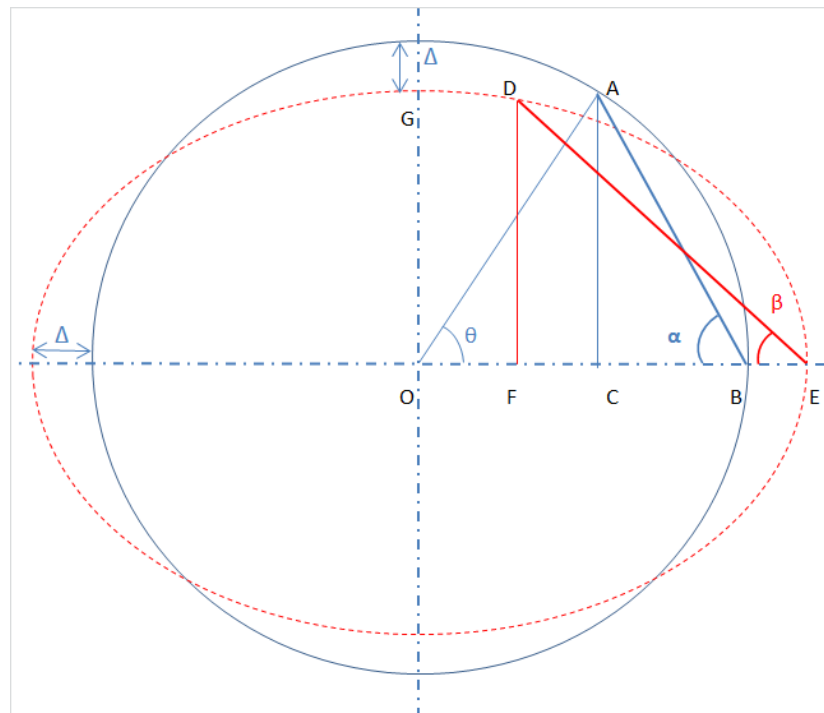
$$OC := OA \cdot \cos(\theta) = 2.59 \text{ m}$$

$$CB := OA - OC = 2.08 \text{ m}$$

$$AB := \frac{CB}{\cos(\alpha)} = 4.4 \text{ m}$$

$$OE := OA + \Delta = 4.7 \text{ m}$$

$$OG := OA - \Delta = 4.65 \text{ m}$$



AB shows the chord of a segment before deformation and DE shows the same segment after deformation

Combining the equation of an ellipse with pythagoras on the deformed segment geomtry, the following formula is obtained:

$$\left(1 - \frac{OG^2}{OE^2}\right) \cdot OF^2 - 2 \cdot OE \cdot OF + (OE^2 + OG^2 - DE^2) = 0$$

To find OF, the constants for the quadratic solution are as follows:

$$a_q := 1 - \frac{OG^2}{OE^2} = 0.02$$

$$b_q := -2 \cdot OE = -9.39 \text{ m}$$

$$c_q := OE^2 + OG^2 - AB^2 = 24.23 \text{ m}^2$$

$$OF := \frac{-b_q - \sqrt{b_q^2 - 4 \cdot a_q \cdot c_q}}{2 \cdot a_q} = 2.6 \text{ m}$$

$$\beta := \arccos\left(\frac{(OE - OF)}{AB}\right) = 1.07$$

$$\alpha - \beta = 0.01$$

Total rotation at joint due to movement of two adjacent segments:

$$\zeta := 2 \cdot (\alpha - \beta) = 0.01$$

Bad- build ovalisation for additional moment calculation

Considering **only** bad build ovalisation,

$$OE_{bb} := OA + \Delta_{bb} = 4.7 \text{ m}$$

$$OG_{bb} := OA - \Delta_{bb} = 4.65 \text{ m}$$

$$a_{q,bb} := 1 - \frac{OG_{bb}^2}{OE_{bb}^2} = 0.02$$

$$b_{q,bb} := -2 \cdot OE_{bb} = -9.39 \text{ m}$$

$$c_{q.bb} := OE_{bb}^2 + OG_{bb}^2 - AB^2 = 24.23 \text{ m}^2$$

$$OF_{bb} := \left(\frac{-b_{q.bb} - \sqrt{(b_{q.bb}^2 - 4 \cdot a_{q.bb} \cdot c_{q.bb})}}{2 \cdot a_{q.bb}} \right) = 2.6 \text{ m}$$

$$\beta_{bb} := \arccos \left(\frac{(OE_{bb} - OF_{bb})}{AB} \right) = 1.07$$

$\alpha - \beta_{bb}$ is angular rotation

Max. bad build effect on rotation at joint due to movement of adjacent segments:

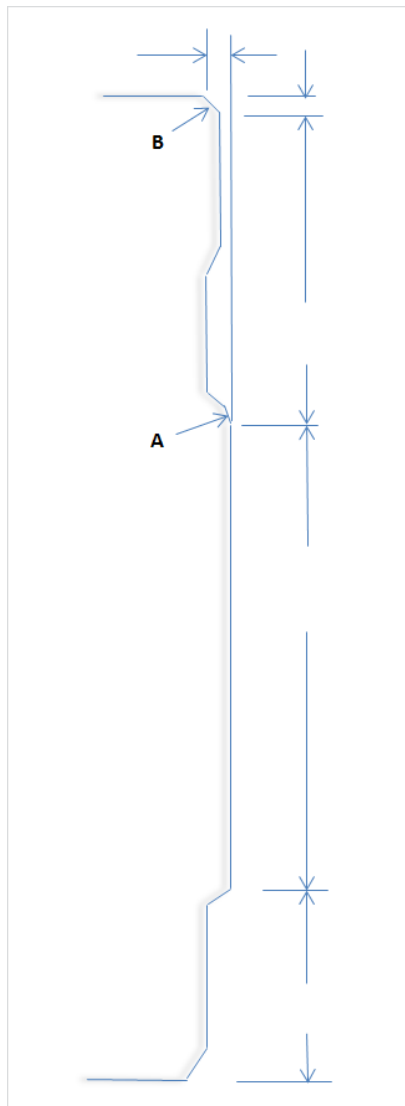
$$\zeta_{bb} := 2 \cdot (\alpha - \beta_{bb}) = 0.0121$$

$$\text{ovalisation} := \begin{cases} \text{if } U_c > \Delta \\ \quad \text{“Warning—ovalisation exceeds permissible, increase gap”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“OK”} \end{cases}$$

ovalisation = “OK”

3.2 Closure check at extrados

$$\delta_1 := 5 \text{ mm}$$



$$\delta_{cham} := 5 \text{ mm}$$

$$ggd_r := 65.18 \text{ mm}$$

Contact width along radial face

$$cw_r := t_s - cgd_r - ggd_r - \delta_{cham} = 319.32 \text{ mm}$$

Contact width along circumferential face

$$cw_c := t_s - cgd_c - ggd_r - \delta_{cham} = 319.32 \text{ mm}$$

$$cgd_r = 60.5 \text{ mm}$$

$$cgd_c = 60.5 \text{ mm}$$

$$jrl := 50 \text{ mm}$$

$$jrl_c := 50 \text{ mm}$$

Assume rotation occurs about A

$$closure := \zeta \cdot ggd_r = 0.79 \text{ mm}$$

$$gap = \text{"Sufficient"}$$

Joint rebate length on the radial faces

Joint rebate length on the circumferential faces

$$gap := \begin{cases} \text{if } closure < 2 \cdot \delta_1 \\ \quad \text{"Sufficient"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Failure"} \end{cases}$$

SECTION 4 : RADIAL JOINT ECCENTRICITY AND JOINT FAILURE

A. Normal joint (Convex/Convex)

4.1 Eccentricity and resulting increased bending moment

$$R_{os} := 3000 \text{ mm}$$

Ordinary segment joint radius of curvature

$$e_{1.1} := \frac{R_{os} \cdot R_{os} \cdot \zeta_{bb}}{R_{os} + R_{os}} = 18.17 \text{ mm}$$

Additional eccentricity due to bad-build joint rotation

$$\lambda_1 := 10 \text{ mm}$$

Max. segment misalignment

$$e_{1.2} := \frac{R_{os} \cdot \lambda_1}{2 \cdot R_{os}} = 5 \text{ mm}$$

Contact point eccentricity caused by this misalignment

$$e_{1.d} := e_{1.1} + e_{1.2} = 23.17 \text{ mm}$$

Design eccentricity

The hoop load acting at this eccentricity results in an increased bending moment in the segment.

New section bending moment per m run

$$M_{f.new.a} := \left(\overrightarrow{|M_f| + |N_{a.f} \cdot e_{1.d}| + M_{20}} \right) = \begin{bmatrix} 119.7 \\ 67.87 \\ 74.67 \end{bmatrix} \frac{kN \cdot m}{m} \quad \text{at Axis}$$

$$M_{f.new.c} := \left(\overrightarrow{|M_f| + |N_{c.f} \cdot e_{1.d}| + M_{20}} \right) = \begin{bmatrix} 119.7 \\ 67.87 \\ 74.67 \end{bmatrix} \frac{kN \cdot m}{m} \quad \text{at Crown}$$

$$M_{f.new.max} = \begin{bmatrix} 119.7 \\ 67.87 \\ 74.67 \end{bmatrix} \frac{kN \cdot m}{m}$$

4.2 Bearing check

$$N_w := N_{max} \cdot b = \begin{bmatrix} 3292.5 \\ 811.1 \\ 1177.8 \end{bmatrix} kN$$

Max. working hoop load per segment width

$$L_j := b - 2 \cdot jrl = 1.4 \text{ m}$$

Joint length

$$P_{max} := 2 \cdot f_{cu} = 120 \text{ MPa}$$

Max. allowable contact pressure

$$E_{rel} := \frac{E_{long}}{2 \cdot (1 - \nu^2)} = 9707.78 \frac{N}{mm^2}$$

Relative Youngs modulus

$$R_{rel} := \frac{1}{\frac{1}{R_{os}} + \frac{1}{R_{os}}} = 1.5 \text{ m}$$

Relative radius

$$P_{peak} = \begin{bmatrix} 69.6 \\ 34.55 \\ 41.63 \end{bmatrix} MPa$$

Peak contact pressure according to Hertz theory, H.Hertz 1895 Gesammelte Werke Vol.1

$$FOS_{joint.bearing} := \frac{P_{max}}{P_{peak}} = \begin{bmatrix} 1.72 \\ 3.47 \\ 2.88 \end{bmatrix}$$

Factor of safety

$$S_r := \frac{2 \cdot R_{os} \cdot t_s}{R_{os}^2} = 0.3$$

Sensitivity ratio

$check_{sensitivity} = \text{"OK"}$

4.3 Radial joint splitting check

Check on radial direction anti-splitting steel (hoop of main circumferential rebar)

$$\phi_{tr} := 12 \text{ mm}$$

Diameter of tension bars

$$\phi_{tr.ladder} := 12 \text{ mm}$$

$$n_{tr} := 16$$

Number of effective anti-splitting bars within a depth of 80% of the segment thickness

$$n_{tr.ladder} := 16$$

$$A_{s.tr} := \frac{n_{tr}}{b} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{tr}^2}{4} + \frac{n_{tr.ladder}}{b} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{tr.ladder}^2}{4}$$

$$A_{s.tr} = 2412.74 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Effective steel area per m

$$F_{str} := A_{s.tr} \cdot f_{yd} = 835.18 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Yield strength of the anti-splitting reinforcement per m

$$N_{ur} = 6907.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Factored design strength

$$N_{max.f} := 1.35 \cdot N_{max} = \begin{bmatrix} 2963.3 \\ 729.9 \\ 1060 \end{bmatrix} \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Factored max. hoop forces

$$FOS_{radial.splitting} := \frac{N_{ur}}{N_{max.f}} = \begin{bmatrix} 2.33 \\ 9.46 \\ 6.52 \end{bmatrix}$$

Factor of safety

4.4 Corner shear

$$A_{sts} := \frac{n_{tr.ladder}}{b} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{tr.ladder}^2}{4}$$

Area of shear reinforcement (ladder mat)

$$A_{sts} = 1206.37 \frac{mm^2}{m}$$

$$F_{sts} := A_{sts} \cdot f_{yd} = 417.59 \frac{kN}{m}$$

Yield strength of ladder mat

$$N_{us} = 6245.99 \frac{kN}{m}$$

$$N_{max.f} = \begin{bmatrix} 2963.3 \\ 729.9 \\ 1060 \end{bmatrix} \frac{kN}{m}$$

Factored max. hoop forces

$$FOS_{corner.shear} := \frac{N_{us}}{N_{max.f}} = \begin{bmatrix} 2.11 \\ 8.56 \\ 5.89 \end{bmatrix}$$

Factor of safety

B. KEY joint (Convex/Convex)

4.5 Eccentricity and resulting increased bending moment (Key segment)

$$R_{ts} := 3000 \text{ mm}$$

Top segment joint radius of curvature

$$R_k := 3000 \text{ mm}$$

Key segment joint radius of curvature

$$e_{2.1} := \frac{R_{ts} \cdot R_k \cdot \zeta_{bb}}{R_k + R_{ts}} = 18.17 \text{ mm}$$

Additional eccentricity due to bad-build joint rotation

$$\lambda_2 := 10 \text{ mm}$$

Max. segment misalignment

$$e_{2.2} := \frac{R_k \cdot \lambda_2}{R_k + R_{ts}} = 5 \text{ mm}$$

Contact point eccentricity caused by this misalignment

$$e_{2.d} := e_{2.1} + e_{2.2} = 23.17 \text{ mm}$$

Design eccentricity

The hoop load acting at this eccentricity results in an increased bending moment in the segment.

New section bending moment per m run, assuming 50% Shear between the soil and the lining

$$M_{f.new2.a} := \left(\overrightarrow{M_f} + |N_{a.f} \cdot e_{2.d}| + M_{20} \right) = \begin{bmatrix} 119.7 \\ 67.87 \\ 74.67 \end{bmatrix} \frac{kN \cdot m}{m} \quad \text{at Axis}$$

$$M_{f.new2.c} := \left(\overrightarrow{M_f} + |N_{c.f} \cdot e_{2.d}| + M_{20} \right) = \begin{bmatrix} 119.7 \\ 67.87 \\ 74.67 \end{bmatrix} \frac{kN \cdot m}{m} \quad \text{at Crown}$$

$$M_{f.new2.max} = \begin{bmatrix} 119.7 \\ 67.87 \\ 74.67 \end{bmatrix} \frac{kN \cdot m}{m}$$

4.6 Bearing check (Key segment)

$$N_{w.c} := N_{max} \cdot b = \begin{bmatrix} 3292.5 \\ 811.05 \\ 1177.8 \end{bmatrix} kN \quad \text{Max. working hoop load per segment width}$$

$$L_j = 1.4 \text{ m} \quad \text{Joint length}$$

$$P_{max} = 120 \text{ MPa} \quad \text{Max. allowable contact pressure, BS EN 1992-1 6.7 (2)}$$

$$E_{rel.2} := \frac{E_{long}}{2 \cdot (1 - \nu^2)} = 9707.78 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Relative Youngs modulus}$$

$$R_{rel.2} := \frac{1}{\frac{1}{R_{ts}} + \frac{1}{R_k}} = 1.5 \text{ m} \quad \text{Relative radius}$$

$$P_{peak.2} = \begin{bmatrix} 69.6 \\ 34.55 \\ 41.63 \end{bmatrix} \text{ MPa}$$

Peak contact pressure according to Hertz theory,
H.Hertz 1895 Gesammelte Werke Vol.1

$$FOS_{joint.bearing.key} := \frac{P_{max}}{P_{peak.2}} = \begin{bmatrix} 1.72 \\ 3.47 \\ 2.88 \end{bmatrix}$$

Factor of safety

4.7 Radial joint splitting check (Key segment)

Check on radial direction anti-splitting steel (hoop of main circumferential rebar)

$$\phi_{tr.k} := 12 \text{ mm}$$

Diameter of tension bars

$$\phi_{tr.k.ladder} := 12 \text{ mm}$$

$$n_{tr.k} := 16$$

Number of effective anti-splitting bars within a
depth of 80% of the segment thickness

$$n_{tr.k.ladder} := 16$$

$$A_{s.tr.k} := \frac{n_{tr.k}}{b} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{tr.k}^2}{4} + \frac{n_{tr.k.ladder}}{b} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{tr.k.ladder}^2}{4}$$

$$A_{s.tr.k} = 2412.74 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Effective steel area per m

$$F_{str.k} := A_{s.tr.k} \cdot f_{yd} = 835.18 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Yield strength of the anti-splitting reinforcement
per m

$$N_{ur.k} = 6907.85 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Factored design strength

$$N_{c.f} = \begin{bmatrix} 2963.25 \\ 729.945 \\ 1060.02 \end{bmatrix} \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Factored hoop force at crown

$$FOS_{radial.splitting.key} := \frac{N_{ur.k}}{N_{c.f}} = \begin{bmatrix} 2.33 \\ 9.46 \\ 6.52 \end{bmatrix} \quad \text{Factor of safety}$$

4.8 Corner shear (Key segment)

$$A_{sts.k} := \frac{n_{tr.k.ladder}}{b} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{tr.k.ladder}^2}{4} \quad \text{Area of shear reinforcement (ladder mat)}$$

$$A_{sts.k} = 1206.37 \frac{mm^2}{m}$$

$$F_{sts.k} := A_{sts.k} \cdot f_{yd} = 417.59 \frac{kN}{m} \quad \text{Yield strength of ladder mat}$$

$$N_{us.k} = 6245.99 \frac{kN}{m}$$

$$N_{max.f} = \begin{bmatrix} 2963.3 \\ 729.9 \\ 1060 \end{bmatrix} \frac{kN}{m} \quad \text{Factored max. hoop forces}$$

$$FOS_{corner.shear.key} := \frac{N_{us.k}}{N_{max.f}} = \begin{bmatrix} 2.11 \\ 8.56 \\ 5.89 \end{bmatrix} \quad \text{Factor of safety}$$

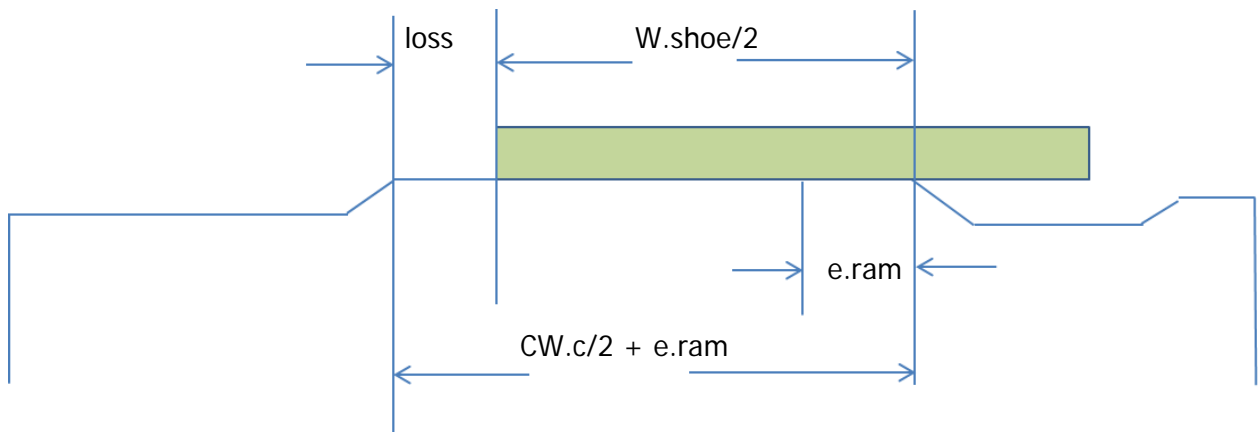
SECTION 5 : CIRCUMFERENTIAL JOINT RAM LOAD CAPACITY

5.1 Ram diemensions and loads

Assume ram shoe is designed with load centreline in line with the segment contact area centreline.

$$e_{ram} = 50 \text{ mm}$$

Max. permissible eccentricity of ram centreline



Assuming ram shoe is wider than the joint area CW_c , the loss of contact is found by:

$$cw_c = 319.32 \text{ mm}$$

Joint contact width

$$w_{shoe} = 350 \text{ mm}$$

Ram shoe width

$$loss = 34.66 \text{ mm}$$

Loss of contact

$$cw_{shoe} := cw_c - loss = 284.66 \text{ mm}$$

Width of ram to segment contact

At each end of the segment, the ram shoe may overhang the joint rebate length if the shoes are distributed evenly around the ring. This reduces the contact length and load spread length as follows:

$$L_{circ} = 4.81 \text{ m}$$

Circumferential length of standard segment

$$l_{shoe} = 800 \text{ mm}$$

Shoe length

$$\delta_{edge} := \frac{L_{circ}}{2} - L_{circ} \cdot \frac{n_s}{(n_{shoe} - 1)} = 885.25 \text{ mm}$$

Distance from centre of outer shoe to radial edge of segment

$$cl_{shoe} = 800 \text{ mm}$$

New contact length of outer shoe

$$A_{contact} := cw_{shoe} \cdot cl_{shoe} = 227728 \text{ mm}^2$$

Area of shoe contact

5.2 Bearing capacity test

Assuming load spreads into segment maintaining the aspect ratio of the applied load area, as per BS EN 1992-1-1 6.7

$$A_{contact} := \frac{cl_{shoe}}{cw_{shoe}} = 2.81$$

Contact area aspect ratio

$$l_{spread} = 1517.58 \text{ mm}$$

Max. load spread length

$$w_{spread} := cw_{shoe} + 2 \cdot cgd_c = 405.66 \text{ mm}$$

Max. load spread width, BS EN 1992-1-1 2004 section 6.7

$$A_{spread} := l_{spread} \cdot w_{spread} = 0.62 \text{ m}^2$$

Max. load spread area

$$F_{Rdu} = 9945.65 \text{ kN}$$

Bearing capacity, BS EN 1992-1-1 (6.63)

$$T_{ram} = 4140 \text{ kN}$$

Ram Thrust on each shoe

$$FOS_{ram.bearing} := \frac{F_{Rdu}}{T_{ram}} = 2.4$$

$$check_{ram.bearing} = \text{"OK"}$$

5.3 Splitting check on circumferential joint

$$\phi_{tc} := 12 \text{ mm}$$

Diameter of tension bars

$$n_{tc} := 10$$

Min. number of bars per ram

$$A_{s.tc} := n_{tc} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{tc}^2}{4} = 1130.97 \text{ mm}^2$$

Effective steel area per ram

$$F_{s.tc} := A_{s.tc} \cdot f_{yd} = 391.49 \text{ kN}$$

Yield strength of the anti-splitting reinforcement per ram

$$N_{uc} = 4428.582 \text{ kN}$$

Factored design strength

$$FOS_{ram.splitting} := \frac{N_{uc}}{T_{ram}} = 1.07$$

Factor of safety

5.4 Ram corner shear

$$N_{us.ram} = 5410.81 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ultimate joint shear strength

$$T_{ram} = 4140 \text{ kN}$$

Ram Thrust

$$N_{ram} := \frac{T_{ram}}{l_{shoe}} = 5175 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Applied load per unit length

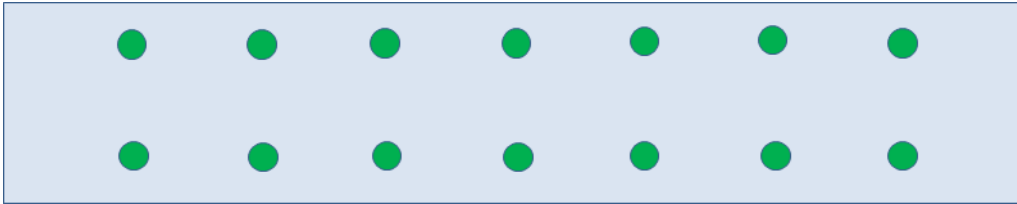
$$FOS_{ram.corner.shear} := \frac{N_{us.ram}}{N_{ram}} = 1.05$$

Factor of safety

$$check_{ram.shear} = \text{"OK"}$$

SECTION 6 : SEGMENT BENDING

A. Check for min. main reinforcement (Hoop bars)



$$\phi_m := 12 \text{ mm}$$

Diameter of main reinforcement bars

$$n_m := 14$$

Number of main reinforcement bars

$$\text{cover} := 40 \text{ mm}$$

Min. Cover to main reinforcement

$$A_{\text{steel}} := n_m \cdot \frac{\pi \cdot \phi_m^2}{4} = 1583.36 \text{ mm}^2$$

Area of main reinforcement steel bars in each face

$$A_{\text{concrete}} := b \cdot t_s = 0.68 \text{ m}^2$$

Area of concrete cross section

$$R_{sc} := 2 \cdot \frac{A_{\text{steel}}}{A_{\text{concrete}}} = 0.47 \text{ 1\%}$$

Ratio of steel to concrete

$$R_{msc} := 4\%$$

Ratio of steel to concrete, BS 8110

$$\text{check}_{\text{max.reinf}} = \text{"OK"}$$

$$\text{check}_{\text{min.reinf}} = \text{"OK"}$$

B. Check for min. secondary reinforcement

$$\phi_{sc} := 12 \text{ mm}$$

Diameter of secondary steel bars

$$n_{sc} := 27$$

Number of secondary bars in each face

$$A_{sc} := n_{sc} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{sc}^2}{4} = 3053.63 \text{ mm}^2$$

Area of secondary reinforcement in each face

$$d_m := \frac{(OD + ID)}{2} = 9.79 \text{ m}$$

Mean diameter of tunnel

$$A_{conc} := \frac{\theta}{360 \text{ deg}} \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_s = 2.16 \text{ m}^2$$

Area of concrete cross section

$$R_{sc2} := 2 \cdot \frac{A_{sc}}{A_{conc}} = 0.28 \text{ 1\%}$$

Ratio of steel to concrete, both faces

$$R_{msc2} := 0.13\%$$

Min. ratio of secondary steel to concrete,
BS 8110

$$check_{transverse.spacing} = \text{"OK"}$$

$$check_{min.reinf.sec} = \text{"OK"}$$

N-M Interaction diagram

Hoop forces and bending moments **at axis**

per metre

per segment

$$N_{a.f} = \begin{bmatrix} 2963.3 \\ 729.9 \\ 1060 \end{bmatrix} \frac{kN}{m}$$

$$N_{a.f} \cdot b = \begin{bmatrix} 4444.9 \\ 1094.9 \\ 1590 \end{bmatrix} kN$$

Factored hoop forces

$$M_{f.new.a} = \begin{bmatrix} 119.7 \\ 67.87 \\ 74.67 \end{bmatrix} \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$M_{f.new.a} \cdot b = \begin{bmatrix} 179.54 \\ 101.81 \\ 112.01 \end{bmatrix} kN \cdot m$$

Factored bending moments

Hoop forces and bending moments **at crown**

per metre

per segment

$$N_{c.f} = \begin{bmatrix} 2963.3 \\ 729.9 \\ 1060 \end{bmatrix} \frac{kN}{m}$$

$$N_{c.f} \cdot b = \begin{bmatrix} 4444.9 \\ 1094.9 \\ 1590 \end{bmatrix} kN$$

Factored hoop forces

$$M_{f.new.c} = \begin{bmatrix} 119.7 \\ 67.87 \\ 74.67 \end{bmatrix} \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$M_{f.new.c} \cdot b = \begin{bmatrix} 179.54 \\ 101.81 \\ 112.01 \end{bmatrix} kN \cdot m$$

Factored bending moments

SECTION 7 : GROUT LOADS

7.1 Primary grouting loads

Loads caused by primary grouting are considered in isolation and they are assumed to have dispersed by the time ground loading is applied.

$$h = \begin{bmatrix} 75 \\ 50 \\ 85 \end{bmatrix} m$$

Hydrostatic pressure at tunnel axis level

$$p_{grout,max} := h \cdot \gamma_w + 1 \text{ bar} = \begin{bmatrix} 8.5 \\ 6 \\ 9.5 \end{bmatrix} \text{ bar}$$

Max. grout pressure

$$T_{grout} := p_{grout,max} \cdot R_{ex} = \begin{bmatrix} 4352 \\ 3072 \\ 4864 \end{bmatrix} \frac{kN}{m}$$

Grout hoop thrust (Curtis-Muir Wood)

$$T_{grout,f} := T_{grout} \cdot \gamma_{ob} = \begin{bmatrix} 6092.8 \\ 4300.8 \\ 6809.6 \end{bmatrix} \frac{kN}{m}$$

Factored grout hoop thrust

$$N_{ur} = 6907.8 \frac{kN}{m}$$

Design hoop thrust

$$FOS_{p,grout} := \frac{N_{ur}}{T_{grout,f}} = \begin{bmatrix} 1.13 \\ 1.61 \\ 1.01 \end{bmatrix}$$

Factor of safety

$$check_{p,grout} := \begin{cases} \text{if } \max(T_{grout,f}) < \max(N_{ur}) \\ \quad \text{“OK: Grout capacity is sufficient”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“Fail: Grout hoop thrust exceeds capacity”} \end{cases}$$

$$check_{p,grout} = \text{“OK: Grout capacity is sufficient”}$$

$$e_{bb} := 10 \text{ mm}$$

Assumed bad build eccentricity

$$M_{grout.f} := T_{grout.f} \cdot e_{bb} = \begin{bmatrix} 60.93 \\ 43.01 \\ 68.1 \end{bmatrix} \frac{kN \cdot m}{m}$$

Moment due to primary grouting hoop thrust at bad build eccentricity

SECTION 8 : BOLT DESIGN

8.1 Radial joint bolts

$$A_{circ.s} := \frac{\pi \cdot (OD^2 - ID^2)}{4} \cdot \frac{\theta}{2 \cdot \pi} = 2.16 \text{ m}^2$$

Circumferential cross sectional area of segment

$$W_{seg} := A_{circ.s} \cdot b \cdot \gamma = 81.1 \text{ kN}$$

Weight of segment

$$\gamma_{sw} := 1.4$$

Load factor for self weight of concrete

$$W_f := W_{seg} \cdot \gamma_{sw} = 113.53 \text{ kN}$$

Factored self weight of each segment

$$n_{r.b} := 2$$

Radial bolts per segment

$$\xi := 25.2^\circ = 0.44$$

Bolt angle to horizontal

Bolt type: M24 and grade: 8.8

$$\phi_{bt} := 21.2 \text{ mm}$$

Min. thread diameter

$$\phi_{bs} := 24 \text{ mm}$$

Min. shank diameter

$$A_{bt} := \frac{\pi \cdot \phi_{bt}^2}{4} = 352.99 \text{ mm}^2$$

Tension area

$$A_{bs} := \frac{\pi \cdot \phi_{bs}^2}{4} = 452.39 \text{ mm}^2$$

Shear area

$$f_{yb} := 640 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Yield strength, BS EN 1993-1-8 T.3.1

$$f_{ub} := 830 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ultimate strength

$$\gamma_m := 1.25$$

Material factor, NA to BS EN
1993-1-8:2005

$$F_{v.Rd} := \frac{0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_{bs}}{\gamma_m} = 180.23 \text{ kN}$$

Shear resistance, BS EN 1993-1-8 T.3.4

$$F_{t.Rd} := \frac{0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_{bt}}{\gamma_m} = 210.95 \text{ kN}$$

Tensile resistance

Forces due to compression of gasket assuming a perfectly circular ring

$$F_{G.radial} := F_{G0} \cdot \gamma_{G0} \cdot b = 135.3 \text{ kN}$$

Total radial joint gasket thrust

$$F_G := \frac{F_{G.radial}}{n_{r,b}} = 67.65 \text{ kN}$$

Gasket force per bolt

$$\delta_G := 50.17 \text{ mm}$$

Distance of gasket centreline from
extrados

$$b_{gasket} := 30 \text{ mm}$$

Width of gasket

$$d_{bolt} := \frac{t_s}{2} - cgd_r = 164.5 \text{ mm}$$

Distance from bolt to contact point A

Excluding self weight of segment

$$FOS_{b,t.2} := \frac{F_{t.Rd}}{F_{t.2}} = 1.67$$

$$FOS_{b,v.2} := \frac{F_{v.Rd}}{F_{v.2}} = 3.03$$

Including gasket force and self weight of segment

$$FOS_{b,t.3} := \frac{F_{t.Rd}}{F_{t.3}} = 2.07$$

$$FOS_{b,v.3} := \frac{F_{v.Rd}}{F_{v.3}} = 1.63$$

Combined shear and tension

$$check_{comb} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \left(\frac{F_{v.3}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{t.3}}{(1.4 \cdot F_{t.Rd})} \right) < 1 \\ \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \text{"Fail"} \end{array} \right\| = \text{"OK"}$$

BS EN 1993-1-8:2005 Table 3.4

8.2 Circumferential joint bolts

$$L_G := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{OD}{2} - \delta_G \right) = 31.85 \text{ m}$$

Full ring circumferential length of gasket

Bolts to be used: Assume similar to radial joint bolts if not specified

Bolt type: M24 and grade: 8.8

$$n_{c.b} := 3$$

Number of circumferential joint bolts per segment

$$F_{t.D.ring} = 3435.66 \text{ kN}$$

Total ring capacity, assuming no contribution from shear

$$F_{G.cj} = 1962.25 \text{ kN}$$

Full ring factored gasket force, no bolt in key

$$W_f = 113.53 \text{ kN}$$

Factored self weight of each segment

$$F_{v.D} := \frac{W_f}{n_{c.b} \cdot \cos(\xi)} = 41.83 \text{ kN}$$

Shear force in bolt (vertical force resolution), assuming no contribution from tension

$$FOS_{D.t} := \frac{F_{t.D.ring}}{F_{G.cj}} = 1.75$$

Factor of safety on tension in bolts due to complete closure of the gasket

$$FOS_{D.v} := \frac{F_{v.Rd}}{F_{v.D}} = 4.31$$

Factor of safety on shear in bolts due to the self-weight of each segment

SECTION 9 : LIFTING AND HANDLING

$$\omega := \frac{W_{seg}}{L_{plan}} = 17.57 \frac{kN}{m}$$

Unfactored UDL from self weight of segment over plan length

$$\gamma_{dyn} := 3$$

Dynamic amplification factor
NA to BS EN 1990:2002
+A1:2005 Table A1.3

$$\gamma_{sta} := 1.4$$

Static load factor

9.1 Demoulding by suction lift

$$f_{cu.24h} := 15 \frac{N}{mm^2}$$

24 hour concrete strength

$$f_{ck.24h} := 12 \frac{N}{mm^2}$$

Equivalent cylinder strength

$$f_{ctk.24h} := 0.7 \cdot 0.3 \cdot \left(\frac{f_{ck.24h}}{MPa} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot MPa = 1.1 \frac{N}{mm^2}$$

BS EN 1992-1-1:2004 Table 3.1

$$f_{ctd.24h} := \frac{f_{ctk.24h}}{\gamma_c} = 0.69 \frac{N}{mm^2}$$

$$\chi := 500 \text{ mm}$$

Length of segment each side of suction lift

$$M_{lift} := \frac{\omega \cdot \chi^2}{2} = 2.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Max. bending moment

This moment is exceeded by moments induced by stacking below, where capacity is checked.

$$I_s := \frac{b \cdot t_s^3}{12} = (1.139 \cdot 10^{-2}) \text{ m}^4$$

Second moment of area

$$\sigma_{lift.peak} := \frac{M_{lift} \cdot t_s}{2 \cdot I_s} = 0.04 \frac{N}{mm^2}$$

Peak tensile stress

$$\sigma_{lift.peak.f} := \sigma_{lift.peak} \cdot \gamma_{dyn} \cdot \gamma_{sta} = 0.18 \frac{N}{mm^2}$$

Applying static and dynamic factors

$$FOS_{lift.24h} := \frac{f_{ctd.24h}}{\sigma_{lift.peak.f}} = 3.78$$

Check to see if concrete alone will crack

9.2 Full stack of segments (one ring)

This section investigates the moments induced by batten misalignment at each support. Worst case is bottom segment.

Apply dynamic amplification factor to the top two segments + key only

$$d_{in} := (2 - \sqrt{2}) \cdot L_{plan} = 2.7 \text{ m}$$

Distance between battens

$$e_{batten} := 100 \text{ mm}$$

Batten misalignment

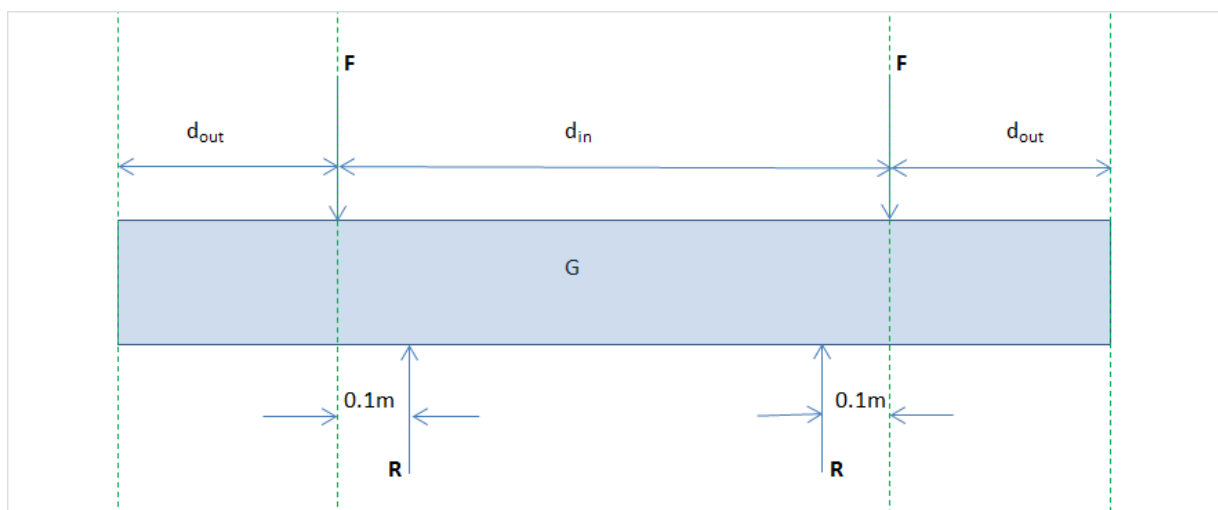
It is assumed that a single offset of 100mm is more critical than two 50mm offsets either side of the mean.

$$W_{seg} = 81.1 \text{ kN}$$

Weight of standard segment

$$W_{key} := \frac{\theta_{key}}{\theta} \cdot W_{seg} = 32.44 \text{ kN}$$

Weight of key



Force transferred through second level batten onto the bottom segment,

$$F_{stack} = 218.96 \text{ kN}$$

$$F_{stack.f} = 579.02 \text{ kN}$$

Factored force

$$F_{stack.f} = 579.02 \text{ kN}$$

Force transferred through each bottom batten

$$R_{stack} := F_{stack} + \frac{W_{seg}}{2} = 259.51 \text{ kN}$$

$$R_{stack.f} := F_{stack.f} + \frac{W_{seg} \cdot \gamma_{sta}}{2} = 635.79 \text{ kN}$$

Factored force

$$M_{stack} = 17.92 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

At midpoint G (worst case), unfactored bending moment

$$M_{stack.f} = 52.34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Factored bending moment

$$M_{stack2.f} = -74.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Offsetting the battens outside will result in new bending moment

$$d := t_s - cover - \phi_{sc} - \frac{\phi_m}{2} = 392 \text{ mm}$$

Effective depth of section

Stacking can only occur once the concrete cube strength has reached 25MPa.

$$f_{cu.stack} := f_{cu.24h} = 15 \frac{N}{mm^2}$$

Equivalent characteristic cube strength

$$M_{max.f} := \max(|M_{stack.f}|, |M_{stack2.f}|) = 74.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Max. moment to support

$$K_{stack} := \frac{M_{max.f}}{f_{cu.stack} \cdot b \cdot d^2} = 0.02$$

Moment stress factor

$$K := 0.120$$

$$Z_{stack} = 0.37 \text{ m}$$

Moment lever arm

$$A_{s.hoop} := \frac{M_{max.f}}{0.87 \cdot f_y \cdot Z_{stack}} = 513.16 \text{ mm}^2$$

Required area of tension hoop steel to support moment

$$A_{s.hoop.p} := n_m \cdot \frac{\pi \cdot \phi_m^2}{4} = 1583.36 \text{ mm}^2$$

Provided area of tension hoop steel

$$FOS_{stack} := \frac{A_{s.hoop.p}}{A_{s.hoop}} = 3.09$$

Factor of safety

SECTION 10 : GROOVE CAPACITY CHECK

Assume the force act axially along the centreline of the groove.

$$\delta_G = 50.17 \text{ mm}$$

Distance of groove centreline from extrados

$$\kappa := 0.01, 0.02 \dots \frac{\pi}{2} \text{ rad}$$

Shear plane angle

$$F_{G0} = 82 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Force exerted by gasket per m

$$F_{GD} := \gamma_{G0} \cdot F_{G0} = 90.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Design load

$$N_{ED}(\kappa) := F_{G0} \cdot \sin(\kappa)$$

Beneficial force

$$V_{ED}(\kappa) := F_{GD} \cdot \cos(\kappa)$$

Destabilising force

$$A_{G.shear}(\kappa) := \frac{\delta_G}{\sin(\kappa)}$$

Area of shear plane

$$\sigma_{cp}(\kappa) := \frac{N_{ED}(\kappa)}{A_{G.shear}(\kappa)}$$

Normal stress, BS EN 1992-1 Cl. 12.6.3

$$k_G := 1.5$$

Shear stress concentration factor, BS EN 1992-1 Cl. 12.6.3 eq. 12.4

$$\tau_{cp}(\kappa) := \frac{k_G \cdot V_{ED}(\kappa)}{A_{G.shear}(\kappa)}$$

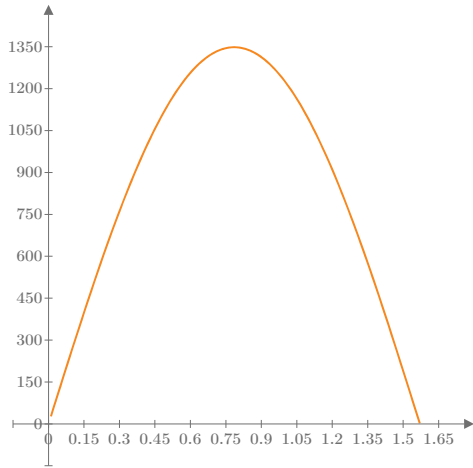
Shear stress

$$\sigma_{c.lim} := f_{cd} - 2 \cdot \sqrt{f_{ctd} \cdot (f_{ctd} + f_{cd})} = 12.35 \text{ MPa}$$

Limit stress

$$FOS_{groove} := \frac{f_{cud}\left(\frac{\pi}{4}\right)}{\tau_{cp}\left(\frac{\pi}{4}\right)} = 1.6$$

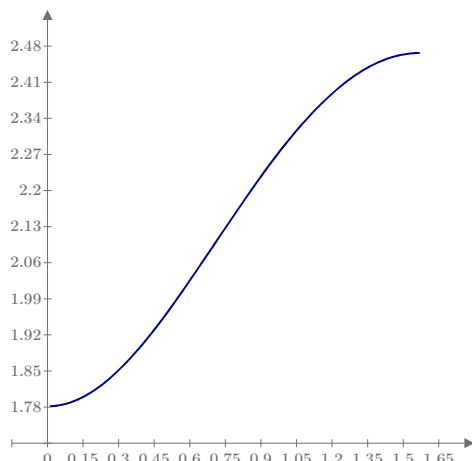
Factor of safety



$$\tau_{cp}(\kappa) \left(\frac{kN}{m^2} \right)$$

Shear Stress

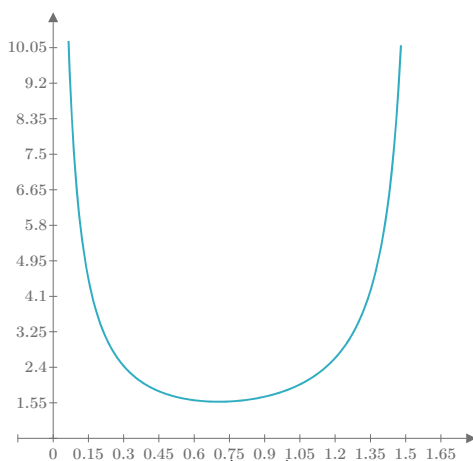
κ (rad)



$$f_{cvd}(\kappa) \text{ (MPa)}$$

Shear capacity

κ (rad)



$$\frac{f_{cvd}(\kappa)}{\tau_{cp}(\kappa)}$$

κ (rad)

SECTION 11 : SUMMARY OF RESULTS

1. Factored loads and moments per m length due to ground loading

$$N_{a.f} = \begin{bmatrix} 2963.3 \\ 729.9 \\ 1060 \end{bmatrix} \frac{kN}{m} \quad N_{c.f} = \begin{bmatrix} 2963.3 \\ 729.9 \\ 1060 \end{bmatrix} \frac{kN}{m} \quad M_f = \begin{bmatrix} 3.05 \\ 2.97 \\ 2.12 \end{bmatrix} \frac{kN \cdot m}{m}$$

2. Total factored moments per m length including additional moments due to bad-build

$$M_{f.new.a} = \begin{bmatrix} 119.7 \\ 67.87 \\ 74.67 \end{bmatrix} \frac{kN \cdot m}{m} \quad M_{f.new.c} = \begin{bmatrix} 119.7 \\ 67.87 \\ 74.67 \end{bmatrix} \frac{kN \cdot m}{m}$$

3. Ovalisation

ovalisation = "OK"

4. Radial joint closure

gap = "Sufficient"

5. Radial joints

At axis level

At crown level

Bearing

$$FOS_{joint.bearing} = \begin{bmatrix} 1.72 \\ 3.47 \\ 2.88 \end{bmatrix}$$

$$FOS_{joint.bearing.key} = \begin{bmatrix} 1.72 \\ 3.47 \\ 2.88 \end{bmatrix}$$

Splitting

$$FOS_{radial.splitting} = \begin{bmatrix} 2.33 \\ 9.46 \\ 6.52 \end{bmatrix}$$

$$FOS_{radial.splitting.key} = \begin{bmatrix} 2.33 \\ 9.46 \\ 6.52 \end{bmatrix}$$

Corner shear

$$FOS_{corner.shear} = \begin{bmatrix} 2.11 \\ 8.56 \\ 5.89 \end{bmatrix}$$

$$FOS_{corner.shear.key} = \begin{bmatrix} 2.11 \\ 8.56 \\ 5.89 \end{bmatrix}$$

6. Circumferential joints

$$check_{ram.bearing} = \text{"OK"}$$

$$FOS_{ram.bearing} = 2.4$$

$$check_{ram.splitting} = \text{"OK"}$$

$$FOS_{ram.splitting} = 1.07$$

$$check_{ram.shear} = \text{"OK"}$$

$$FOS_{ram.corner.shear} = 1.05$$

7. Primary grouting

$$check_{p.grout} = \text{"OK: Grout capacity is sufficient"}$$

8. Radial bolts

$$FOS_{b.t.3} = 2.07$$

Tension

$$FOS_{b.v.3} = 1.63$$

Shear

$$check_{comb} = \text{"OK"}$$

Combination

9. Circumferential bolts

$$FOS_{D.t} = 1.75$$

Tension

$$FOS_{D.v} = 4.31$$

Shear

10. Demoulding

$$FOS_{lift.24h} = 3.78$$

11. Stacking

$$FOS_{stack} = 3.09$$

12. Groove capacity

$$FOS_{groove} = 1.6$$

$$F_{swell} := 942.9 \frac{kN}{m}$$

$$M_{swell} := 47.6 \frac{kN \cdot m}{m}$$

Visual FEA results for swelling pressure 300kPa

SECTION 12 : SEISMIC ANALYSIS

Tunnel Lining conforming to Free-field Axial and Curvature Deformations :

$S := 1.0$

Soil factor (See Type A ground Table 3.3 BS EN 1998-1:2004)

$T_c := 0.402 \text{ s}$

Upper limit of the period of the constant spectral acceleration branch (Ref: Geomechanics report, Maults II Figure 3)

$a_g := 0.065 \cdot g$

Design ground particle acceleration on Type A ground (Ref: Geomechanics report, Maults II Figure 3)

$v_{ground} := \frac{S \cdot T_c \cdot a_g}{2 \cdot \pi} = 0.04 \frac{m}{s}$

Peak ground particle velocity in soil BS EN 1998-2:2005+A2:2011 6.7.4 (3)

$v_{shear} := 900 \frac{m}{s}$

Effective shear wave velocity (See for Type A ground Table 3.1 BS EN 1998-1:2004 and (Ref: Geomechanics report, Maults II section 4.6)

$\gamma_c := \frac{v_{ground}}{v_{shear}} = 0.000045$

Free- field soil deformation BS EN 1998-2:2005+A2:2011 6.7.4 (2)

$R := R_{av} = 4.9 \text{ m}$

Mean radius of tunnel lining

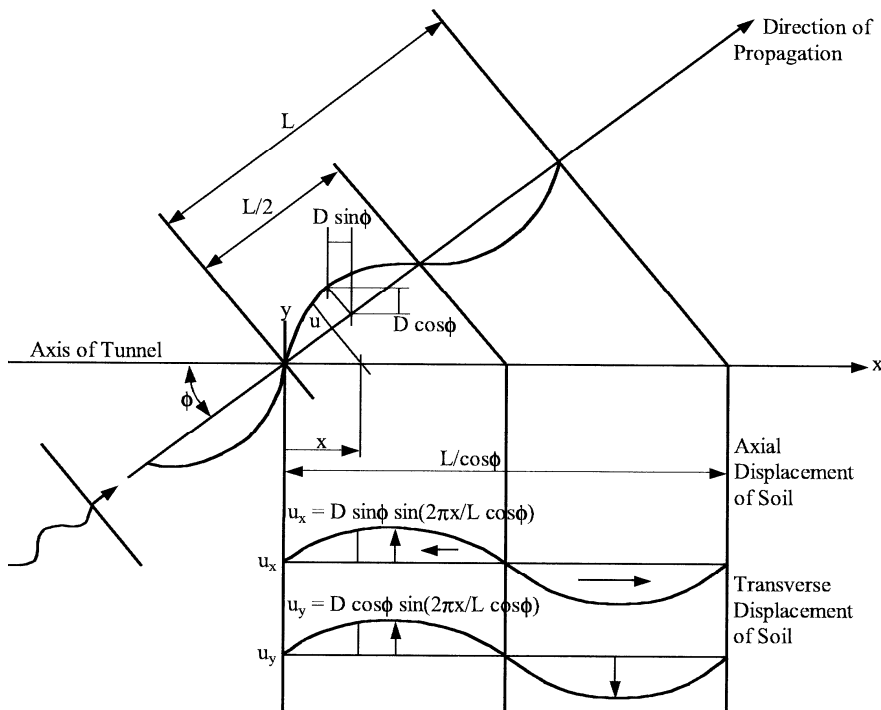


Fig.1 Simple harmonic wave and tunnel (after Wang, 1993)

$$g = 9.81 \frac{m}{s^2}$$

Gravitational acceleration

$$A_s := a_g = 0.64 \frac{m}{s^2}$$

Peak ground particle acceleration in soil

$$\theta := 45 \text{ deg}$$

Angle of incidence with respect to tunnel axis

$$\frac{V_s}{2 \cdot C_s} = 0.00002$$

Max. axial strain component

$$\frac{A_s \cdot R \cdot (\cos(\theta))^3}{C_s^2} = 0$$

Max. curvature (bending) component

$$e_{max} := \frac{V_s}{2 \cdot C_s} + \frac{A_s \cdot R \cdot (\cos(\theta))^3}{C_s^2}$$

Simplified equations for the combined max axial strain and curvature strain

$$e_{max} = 0.00002$$

Combined Maximum axial strain and curvature strain

$$e_{axial} := 0.002$$

Maximum allowable compressive strain in concrete lining (pure axial)

$$e_{comb} := 0.0035$$

Maximum allowable compressive strain in concrete lining (combined axial and bending)

Since curvature strain is zero, hence section will be checked in pure axial compression and maximum compressive axial strain in concrete lining will be used, e_{axial}

$$check_{max_strain} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } e_{max} \leq e_{axial} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"OK"} \\ \text{else} \\ \text{"Tunnel-ground interaction procedure"} \end{array} \right\| \\ \end{array} \right\| = \text{"OK"}$$

This method is :

- For a tunnel structure that is flexible relative to its surrounding medium, such as all tunnels in rock and most tunnels in stiff soils. In this case it is reasonable to assume that the tunnel deforms according to its surrounding medium.

- Not desirable for situations involving stiff structures buried in soft soil, because under this condition, the calculated ground deformations may be too large (due to soft nature of the soil) for the stiff structures to realistically accomodate.

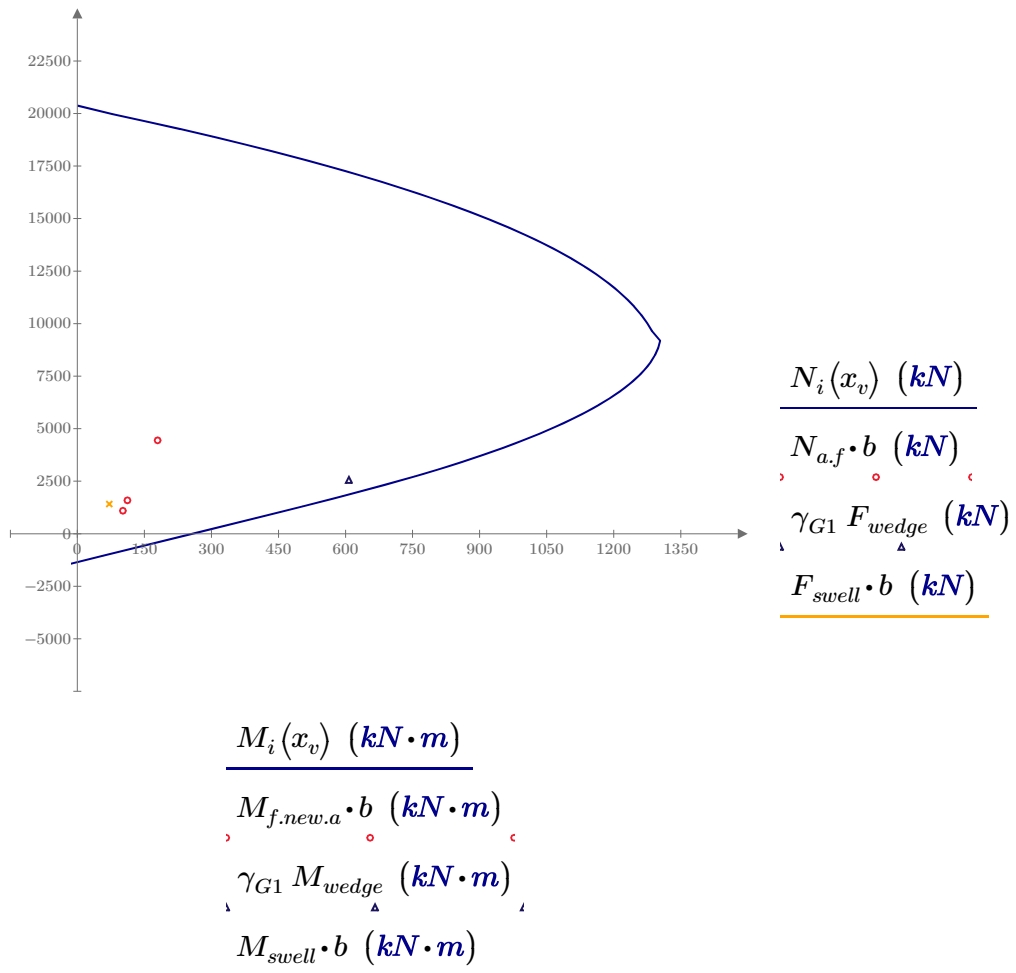
14. Loading due to wedge/ block formation (using STATIK-6 version 1.06)

$$F_{wedge} := 1897 \text{ kN}$$

$$M_{wedge} := 450 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Maximum values of internal forces that can be taken by segment, Ref: Results emailed by L Dunato dated 27.03.14

15. NM Interaction diagram



SECTION 13 : REFERENCES

- Muir Wood, A.M. The circular tunnel in elastic ground, Geotechnique 25, No.1, 115-127. (1975)
- Curtis, D.J. Discussions: The circular tunnel in elastic ground, Geotechnique 26 (1976)
- Duddeck, H. and Erdmann, J. on structural design models for tunnels in soft soil, Underground space, Vol 9, 246-259 (1985)
- Hertz, H. Gesammelte Werke Vol. 1 (1895)
- Guyon, Y. Limit-state design of prestressed concrete, Vol. 2 chapter VI 10. (2) (1974)
- Leonhardt, F. Prestressed concrete design and construction, Vol 2 Section 9.2 (1964)
- Mosley B., Bungey J. and Hulse R., Reinforced concrete design to Eurocode 2, (2007)