



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

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







Ausbau Eisenbahnachse München-Verona  
**BRENNER BASISTUNNEL**  
Ausführungsplanung


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

<b>D0700: Baulos Mauls 2-3</b>	<b>D0700: Lotto Mules 2-3</b>
<b>Projekteinheit</b>	<b>WBS</b>
Haupttunnel mit Innenschale auszustatten	Gallerie principali da rivestire
<b>Dokumentenart</b>	<b>Tipo Documento</b>
Statische Berechnung	Calcolo statico
<b>Titel</b>	<b>Titolo</b>
Statische Berechnung GL-E-Ta	Relazione di calcolo GL-E-Ta

 <b>RTI 4P</b> Raggruppamento Temporaneo di Imprese 4P Via Pio Iler S.r.l., Via G.B. Sannarini 5, 20125 Milano, Tel. +39 0287767911, Fax +39 0287152612	Generalplaner / Responsabile integrazioni prestazioni specialistiche Ing. Enrico Maria Pizzarotti Ord. Ingg. Milano N° A 29470
---	--

<b>Mandataria</b>  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	<b>Mandante</b> 	<b>Mandante</b> 	<b>Mandante</b> 
Fachplaner / il progettista specialista Ing. Enrico Maria Pizzarotti Ord. Ingg. Milano N° A 29470	Fachplaner / il progettista specialista	Fachplaner / il progettista specialista	Fachplaner / il progettista specialista

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

 <b>Galleria di Base del Brennero Brenner Basistunnel BBT SE</b>	<b>Name / Nome</b> R. Zurlo	<b>Name / Nome</b> K. Bergmeister
--	--------------------------------	--------------------------------------

Projekt-kilometer / Chilometro progetto	von / da 32.0+88 bis / a 54.0+15 bei / al	Projekt-kilometer / Chilometro opera	von / da 47.2+59 bis / a 48.9+02 bei / al	Status Dokument / Stato documento	Massstab / Scala	-
---	---	--------------------------------------	---	-----------------------------------	------------------	---

Staat Stato	Los Lotto	Einheit Unità	Nummer Numero	Dokumentenart Tipo Documento	Vertrag Contratto	Nummer Codice	Revision Revisione
02	H61	OP	100	KST	D0700	21030	21

## Bearbeitungsstand Stato di elaborazione

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

<b>1</b>	<b>EINFÜHRUNG</b>	
<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE</b> .....	<b>5</b>
<b>2</b>	<b>MATERIALIEN</b>	
<b>2</b>	<b>MATERIALI</b> .....	<b>6</b>
2.1	BETON	
2.1	CALCESTRUZZO.....	6
2.2	BEWEHRUNGSSTAHL	
2.2	ACCIAIO DA ARMATURA.....	6
<b>3</b>	<b>GEOTECHNISCHES MODELL</b>	
<b>3</b>	<b>MODELLO GEOTECNICO</b> .....	<b>7</b>
<b>4</b>	<b>INNENSCHALE</b>	
<b>4</b>	<b>RIVESTIMENTO DEFINITIVO</b> .....	<b>11</b>
4.1	STABWERKSMODELLE	
4.1	METODO DELLE REAZIONI IPERSTATICHE .....	11
4.2	MODELLIERUNG DER BETTUNG	
4.2	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA.....	11
4.2.1	Modellierung der Bettung	
4.2.1	Rigidità radiale.....	12
4.2.2	Federkonstanten Auflagerbereich/Sohle	
4.2.2	Costante della molla nelle zone di appoggio / fondo .....	12
4.3	LASTENANALYSE	
4.3	ANALISI DEI CARICHI.....	12
4.3.1	Eigengewicht G1	
4.3.1	Peso proprio G1 .....	13
4.3.2	Oberleitung G2	
4.3.2	Catenaria G2.....	13
4.3.3	Betonauffüllung über dem Sohlgewölbe G3	
4.3.3	Riempimento in cls al di sopra dell'arco rovescio G3 .....	13
4.3.4	Wasserdruck G4	
4.3.4	Pressione idraulica G4 .....	14
4.3.5	Gebirgslast G5	
4.3.5	Carico dell'ammasso G5 .....	14
4.3.6	Kriechen und Schwinden des Betons G6	
4.3.6	Viscosità e ritiro del calcestruzzo G6.....	14
4.3.7	Temperatur Q1	
4.3.7	Temperatura Q1 .....	15
4.3.8	Erdbebeneinwirkung E1	
4.3.8	Azione sismica E1 .....	16
4.3.9	Aerodynamischer Druck A1	
4.3.9	Pressione aerodinamica A1.....	16
4.3.10	Aufprall A2	
4.3.10	Urto A2 .....	16
4.3.11	Brand A3	
4.3.11	Incendio A3 .....	16
4.4	EINWIRKUNGSKOMBINATIONEN	
4.4	COMBINAZIONI DI CARICO.....	17
4.5	NACHWEISE	
4.5	VERIFICHE .....	17

4.5.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)	
4.5.1	Stati Limite Ultimi (SLU) .....	17
4.5.1.1	Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen	
4.5.1.1	Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni .....	17
4.5.1.2	Kombinationsbeiwerte Einwirkungen	
4.5.1.2	Coefficienti di combinazione delle azioni .....	18
4.5.1.3	Einwirkungskombinationen	
4.5.1.3	Combinazione delle azioni.....	18
4.5.1.4	Teilsicherheitsfaktoren Widerstand	
4.5.1.4	Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze .....	18
4.5.1.5	Überprüfung auf Beulspannung	
4.5.1.5	Verifica a pressoflessione.....	18
4.5.1.6	Querkraftüberprüfung	
4.5.1.6	Verifica a taglio .....	19
4.5.2	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)	
4.5.2	Stati Limite Esercizio (SLE) .....	20
4.5.2.1	Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen	
4.5.2.1	Coefficienti parziali di sicurezza delle azioni.....	20
4.5.2.2	Kombinationsbeiwerte Einwirkungen	
4.5.2.2	Coefficienti di combinazione delle azioni .....	20
4.5.2.3	Einwirkungskombinationen	
4.5.2.3	Combinazioni delle azioni.....	20
4.5.2.4	Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände	
4.5.2.4	Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze .....	20
4.5.2.5	Berechnung der Verformungen	
4.5.2.5	Calcolo delle deformazioni .....	20
4.5.2.6	Begrenzung der Rissbreiten	
4.5.2.6	Limitazione dello spessore delle fessure .....	21
4.6	BAULICHE DURCHBILDUNG	
4.6	STRUTTURA COSTRUTTIVA .....	21
4.6.1	Expositionsklasse und Mindestbetondeckung	
4.6.1	Classe di esposizione e copriferro minimo .....	21
4.6.2	Mindestbewehrung	
4.6.2	Armatura minima .....	21
4.7	ERGEBNISSE	
4.7	RISULTATI .....	22
<b>5</b>	<b>VERZEICHNISSE</b>	
<b>5</b>	<b>ELENCHI</b> .....	<b>23</b>
5.1	TABELLENVERZEICHNIS	
5.1	ELENCO DELLE TABELLE.....	23
5.2	ABBILDUNGSVERZEICHNIS	
5.2	ELENCO DELLE ILLUSTRAZIONI.....	23
5.3	ANLAGENVERZEICHNIS	
5.3	ELENCO APPENDICI .....	23
5.4	REFERENZDOKUMENTE	
5.4	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	23
5.4.1	Eingangsdokumente	
5.4.1	Documenti in ingresso .....	23
5.4.2	Normen und Richtlinien	
5.4.2	Normative e linee guida.....	24

5.4.3 Bibliografie	
5.4.3 Bibliografia.....	25

**ANHANG 1 - FEM-ANALYSE DER INNENSCHALE**

<b>APPENDICE 1 - ANALISI FEM DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO .....</b>	<b>26</b>
--	-----------

## 1 EINFÜHRUNG

Der vorliegende Bericht zeigt die Bemessung der Innenschale des Ausbruchquerschnitts GL-E-Ta, welcher an die konventionell vorgetriebenen Haupttunnels auf Höhe der Kilometrierungen von Tabelle 1 angewandt wurde.

Initial pk (approx.) [km]	Final pk (approx.) [km]	L approx [m]
48+901.917	48+315.400	587
48+110.500	48+082.000	29
48+055.800	47+994.600	61
47+994.600	47+709.023	285.5

(a)

Tabelle 1: Anwendungsstrecken Ausbruchquerschnitte Typ GL-E-Ta; (a) Oströhre (b) Weströhre

Angesichts der fehlenden "as built" Daten, wird, laut Ausführungsplanprofil des Baulos Muls 1 [5], der vorliegende Ausbruchquerschnitt in der letzten Strecke (47+994.600 - km 47+709.023 Oströhre, km 47+945.6 - km 47+671.841 Weströhre) auf ca. 75% der Länge angewandt.

Im südlichen Teil (km 48+901.917 - km 48+315.4 Oströhre, km 48+873.292 - km 48+244.4 Weströhre) hat der Ausbruch den Brixener Granit durchquert (aufgezeigt in den Profilen [2] und [3] als GB-G-GA-10, GB-G-GA9) sowie die "damage" Zone der Pustertaler Verwerfung (GB-DZ-GA1); in diesem Gebiet variieren die Überdeckungen zwischen ein Minimum von 725 m und einem Maximum von 1090 m.

Im nördlichen Teil (47+994.600 - km 47+709.023 Oströhre, km 47+945.6 - km 47+671.841 Weströhre) wurden stattdessen die Maulser Tonalit durchquert, insbesondere das in den Profilen [2] und [3] als TM-T-1 aufgezeigte Gebirge; in diesem Gebiet reichen die Überdeckungen von 450 m bis auf 615 m.

Der typische Ausbruchquerschnitt der Innenschale GL-E-Ta entspricht den Anwendungsstrecken der Ausbruchquerschnitte GL-T1, -T1 Rb, -T2, -T2 Rb, -T3mod und teilweise denen des Ausbruchquerschnitts GL-T3; maximale Breite und Höhe des Ausbruchs (inkl. Extraausbruch) sind jeweils 9.20 m und 8.32 m. In der Ausbruchphase sind radiale Nietungen (Anker des Typs SuperSwellex, 4.5 m lang) und eine Spritzbetonschicht mit variierender Stärke von 10 cm bis 15 cm eingesetzt worden, von denen 5 cm aus faserverstärktem Außenspritzbeton und 5 - 10 cm aus faserlosen strukturellen Spritzbeton mit Bewehrungsmatte bestehen.

Die Innenschale besteht aus Ortbeton der Festigkeitsklasse C30/37 mit konstanter Mindeststärke von 30 cm an der Kappe und von 44 cm an der Sohle, sowie variable Mindeststärken von 30 cm bis 45 cm an Stützen und Tunnelbogenaufsätzen.

## 1 INTRODUZIONE

La seguente relazione riporta il dimensionamento del rivestimento definitivo della sezione GL-E-Ta, applicata nelle Gallerie di Linea scavate in tradizionale in corrispondenza delle progressive di Tabella 1.

pk sud [km]	pk nord [km]	L approx [m]
48+873.292	48+244.400	629
48+066.000	47+945.600	120
47+945.600	47+671.841	274

(b)

Tabella 1: tratte di applicazione sezione tipo GL-E-Ta; (a) canna est, (b) canna ovest.

Nell'ultimo tratto (47+994.600 - km 47+709.023 canna est, km 47+945.6 - km 47+671.841 canna ovest), in assenza di dati di as built si considera che la sezione in oggetto sia applicata per circa il 75% della lunghezza, come indicato nel profilo di Progetto Esecutivo del Lotto Mules 1 [5].

Nella parte sud (km 48+901.917 - km 48+315.4 canna est, km 48+873.292 - km 48+244.4 canna ovest) lo scavo ha attraversato il Granito di Bressanone (indicato nei profili [2] e [3] come GB-G-GA-10, GB-G-GA9) e la damage zone della Faglia della Pusteria (GB-DZ-GA1); in questa zona le coperture variano da un minimo di 725 m a un massimo di 1090 m.

Nella parte nord (km 48+110.5 - km 47+709.023 canna est, km 48+066 - km 47+671.841 canna ovest) sono state invece attraversate le Tonaliti di Mules, in particolare l'ammasso indicato nei profili [2] e [3] come TM-T-1, in questa zona le coperture variano da un minimo di 450 m a un massimo di 615 m.

La sezione tipo di rivestimento definitivo GL-E-Ta coincide con le tratte di applicazione delle Sezioni di Scavo GL-T1, -T1 Rb, -T2, -T2 Rb, -T3mod e con parte della tratta di applicazione della sezione GL-T3; larghezza e altezza massima dello scavo (compreso l'extrascavo) sono pari rispettivamente a di 9.20 m e di 8.32 m. In fase di scavo sono stati messi in opera delle chiodature radiali (ancoraggi tipo SuperSwellex di lunghezza 4.5 m) e uno strato di betoncino proiettato di spessore variabile da 10 cm a 15 cm, di cui 5 cm di betoncino proiettato fibrorinforzato di prima fase e 5 - 10 cm di betoncino proiettato strutturale senza fibre armato con rete elettrosaldata.

Il rivestimento definitivo sarà realizzato con calcestruzzo C30/37 gettato in opera con spessore minimo costante pari a 30 cm in calotta e a 44 cm in platea, variabile da 30 cm a 45 cm nei ritti e nelle murette.

## 2 MATERIALIEN

### 2.1 BETON

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

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

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

Hierbei sind:

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

### 2.2 BEWEHRUNGSSTAHL

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

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

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

Hierbei ist:

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

## 2 MATERIALI

### 2.1 CALCESTRUZZO

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

Dove:

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

### 2.2 ACCIAIO DA ARMATURA

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

dove:

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

### 3 GEOTECHNISCHES MODELL

Im vorliegenden Kapitel wird die geomechanische Charakterisierung der Haupttunnel zwischen dem Ende der TBM Kavernen Süd (km 48+902 Oströhre - km 47+873 Weströhre) und dem Anfang der Erweiterungsstrecke (km 47+709 Oströhre - km 47+672 Weströhre) beschrieben.

Die geomechanische Charakterisierung der durchquerten Gebirge ist aus den geomechanischen Profilen der Ausführungsplanung entnommen worden.

Auf Tabelle 2 sind die geomechanisch homogenen Zonen der Strecke aufgezeigt, welche mit den dazugehörigen Überdeckungen und Bezugskilometrierungen Gegenstand dieser Studie ist.

### 3 MODELLO GEOTECNICO

Nel presente capitolo si descrive la caratterizzazione geomeccanica delle Gallerie di Linea tra la fine dei cameroni TBM sud (km 48+902 canna est - km 47+873 canna ovest) e l'inizio della tratta di estensione (km 47+709 canna est - km 47+672 canna ovest).

La caratterizzazione geomeccanica degli ammassi rocciosi attraversati è stata ricavata dai profili geomeccanici di Progetto Esecutivo.

In Tabella 2 sono riportate le zone geomeccanicamente omogenee del tratto oggetto di studio con le relative coperture e le progressive di riferimento.

Rock mass name	GL Est		GL Ovest		Zone length [m]	Zone max overburden [m]	Zone min overburden [m]
	Zone initial pk (approx.)	Zone final pk (approx.)	Zone initial pk (approx.)	Zone final pk (approx.)			
	[km]	[km]	[km]	[km]			
TM-T-1	47.61	48.11	47.52	48.06	537	615	450
TM-DZ-GA3	48.11	48.16	48.06	48.11	46	655	620
GB-CZ-GA2 ter	48.16	48.17	48.11	48.12	15	655	655
GB-CZ-GA2	48.17	48.19	48.12	48.14	15	665	655
GB-DZ-GA1	48.19	48.34	48.14	48.29	148	745	665
GB-G-GA-9	48.34	48.36	48.29	48.33	34	760	745
GB-G-GA-10	48.36	48.9	48.33	48.86	515	1090	765

Tabelle 2: Geomechanische homogene Zonen [2] [3]

Tabella 2: Zone geomeccaniche omogenee [2] [3].

Auf Tabelle 3 und Tabelle 4 sind stattdessen die geomechanischen Parameter jeder homogenen Zone zusammengefasst.

In Tabella 3 e in Tabella 4 sono invece riassunti i parametri geomeccanici di ciascuna zona omogenea.

Rock mass name	TM-T-1	TM-DZ-GA 3	GB-CZ GA-2 ter	GB-CZ GA-2
$\gamma(m)$ [kN/m <sup>3</sup> ]	26.8	26	26	26
$\gamma(\sigma)$ [kN/m <sup>3</sup> ]	0.55	-	-	-
$\sigma_{ci}(m)$ [MPa]	61	30	5	5
$\sigma_{ci}(\sigma)$ [MPa]	33	-	-	-
$m_i(m)$	18	25	20	20
$m_i(\sigma)$	2	-	-	-
$E_i(m)$ [GPa]	36	14	22.5	22.5
$E_i(\sigma)$ [GPa]	10	-	-	-
RMR(m)	56	45	55	55
RMR( $\sigma$ )	5	-	-	-
GSI(m)	57	45	55	55
GSI( $\sigma$ )	4	-	-	-

Tabelle 3: Charakterisierung des Gebirges jeder homogenen Zone [2] [3]. Mit (m) ist der Mittelwert eines Parameters angegeben, mit ( $\sigma$ ) dessen Standardabweichung.

Tabella 3: Caratterizzazione degli ammassi di ciascuna zona omogenea [2] [3]. Con (m) si indica il valore medio di un parametro, con ( $\sigma$ ) la sua deviazione standard.



Rock mass name	GB-DZ GA-1	GB-G-GA-9	GB-G-GA-10
$\gamma(m)$ [kN/m <sup>3</sup> ]	26	26.7	26.7
$\gamma(\sigma)$ [kN/m <sup>3</sup> ]	-	0.15	0.15
$\sigma_{ci}(m)$ [MPa]	55	115	115
$\sigma_{ci}(\sigma)$ [MPa]	-	19	19
$m_i(m)$	30	24	24
$m_i(\sigma)$	-	4	4
$E_i(m)$ [GPa]	22.5	34	34
$E_i(\sigma)$ [GPa]	-	6.1	6.1
RMR(m)	45	69	66
RMR( $\sigma$ )	-	5	8
GSI(m)	45	73	70
GSI( $\sigma$ )	-	4	5

Tabelle 4: Charakterisierung des Gebirges jeder homogenen Zone [2] [3]. Mit (m) ist der Mittelwert eines Parameters angegeben, mit ( $\sigma$ ) dessen Standardabweichung.

Wobei:

- $\gamma$  = spezifisches Gewicht des Gebirges
- $\sigma_{ci}$  = einaxialen Druckfestigkeit der Gesteinsmatrix
- $m_i$  = Krümmungsparameter aus triaxialem Druckversuch des Gebirgsmaterial
- $E_i$  = Verformungsmodul der Gesteinsmatrix
- RMR = *Rock Mass Rating 1989*
- GSI = *Geological Strength Index*

Für die Lastberechnung des Gebirges nach Bieniawski wird das wie in Folge bestimmte BRMR genutzt.

$$BRMR = RMR - R_6$$

Wobei:

- RMR = *Rock Mass Rating 1989*.
- $R_6$  = Parameter der Klassifizierung nach Bieniawski, welche die Ausrichtung der Gelenke berücksichtigt.

In den ersten 900 m ca., im Norden des Mauls Fensters, wurde der Parameter BRMR durch Integrierung der Profildaten mit den während der konventionellen Oströhrevortriebsphase, zwischen Kilometrierung km 47+994 und km 48+898 (Abbildung 1), erhaltenen Ortsbrusterhebungen herausgearbeitet.

Für die Strecke der Pustertaler Verwerfung (km 11+117 - 11+147) beziehen sich die in den Profilen [2] [3] aufgezeigten RMR und GSI Werte, auf die im Bereich des Baulos Mauls 1 durchgeführten Back-Analysen; bei der Bemessung der Innenschale wurden stattdessen vorsichtshalber die aus der Ortsbrustvermessung erhaltenen Daten genutzt.

Tabella 4: Caratterizzazione degli ammassi di ciascuna zona omogenea [2] [3]. Con (m) si indica il valore medio di un parametro, con ( $\sigma$ ) la sua deviazione standard.

Dove:

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

Per il calcolo del carico di Bieniawski, dell'ammasso roccioso, si utilizza il BRMR definito come segue.

Dove:

- RMR è il *Rock Mass Rating 1989*.
- $R_6$  = Parametro della classificazione di Bieniawski che tiene conto dell'orientazione dei giunti.

Nei primi 900 m circa a nord della Finestra di Mules il parametro BRMR è stato ricavato integrando i dati del profilo con i rilievi al fronte ottenuti durante la fase di scavo in tradizionale della canna est tra le progressive km 47+994 e km 48+898 (Figura 1).

Per la tratta della Faglia della Pusteria (km 11+117 - 11+147) i valori di RMR e GSI riportati nei profili [2] [3] si riferiscono alle back analysis svolte nell'ambito del Lotto Mules 1; nel dimensionamento del rivestimento definitivo si sono invece utilizzati cautelativamente i dati ricavati dai rilievi del fronte.

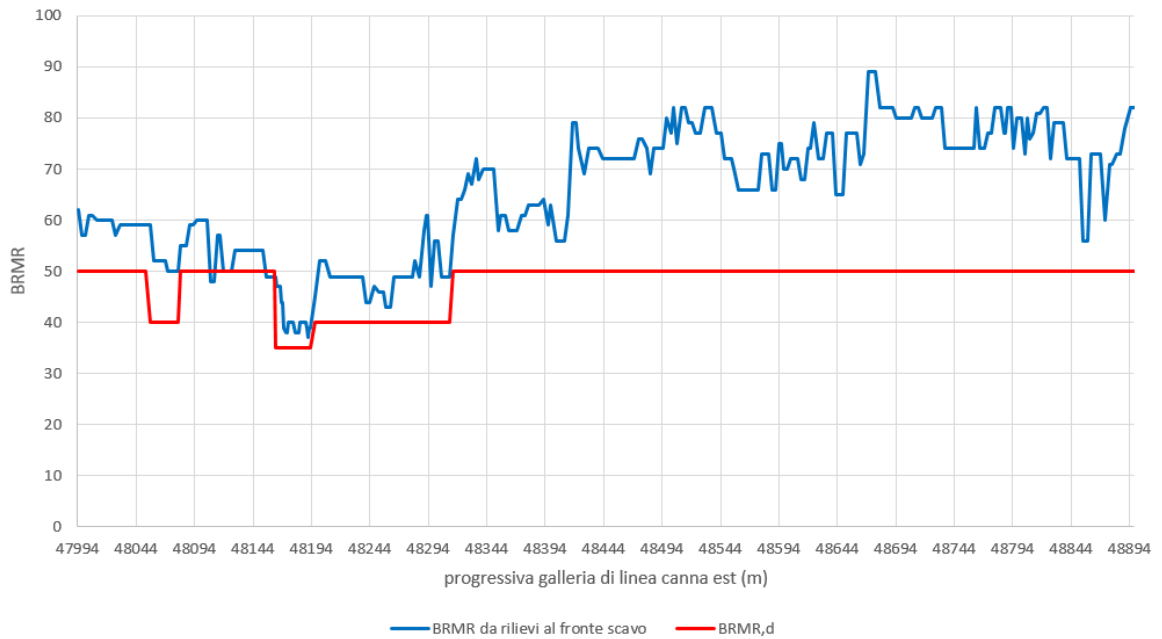


Abbildung 1: BRMR Index, der aus den Ortsbrusterhebungen (blaue Linie) erhalten wurde und den für die Planung genutzten Werten (rote Linie).

Für die anderen Strecken wurde das BRMR ausgehend von den in den Profilen [2] [3] aufgezeigten Daten ausgewertet.

Auf Tabella 5 und Tabella 6 sind die geomechanischen Parameter aufgezeigt, die vorsichtshalber zur Planung und den entsprechenden Anwendungsstrecken genutzt wurden. Mit  $E_m$  wurde das Verformungsmodul des Gebirges angegeben.

Figura 1: Indice BRMR ottenuto a partire dai rilievi al fronte (linea azzurra) e valori utilizzati per la progettazione (linea rossa).

Per le altre tratte BRMR è stato valutato a partire dai dati riportati sui profili [2] [3].

In Tabella 5 e Tabella 6 si riportano i parametri geomeccanici cautelativamente utilizzati per la progettazione e relative tratte di applicazione. Con  $E_m$  si è indicato il modulo di deformazione dell'ammasso.

Section name	Zone initial pk (approx.)	Zone final pk (approx.)	Rock mass(es)	Reference rock mass	RMR [reference document]	BRMR d	$E_m$ d
	[km]	[km]					[Mpa]
GL-E-Ta	48+901.917	48+315.400	GB-G-GA-10 GB-G-GA-9 GB-DZ-GA1	BRMR from front survey GL east		50	12.5
GL-E-Tb	48+315.400	48+197.500	GB-DZ-GA1	BRMR from front survey GL east		40	5.0
GL-E-Td	48+197.500	48+163.000	GB-CZ-GA2 GB-CZ-GA2 ter	BRMR from front survey GL east		35	2.5
GL-E-Tc	48+163.000	48+110.500	TM-DZ-GA3	BRMR from front survey GL east		50	4.3
GL-E-Ta	48+110.500	48+082.000	TM-T-1	BRMR from front survey GL east		50	12.5
GL-E-Tb	48+082.000	48+055.800	TM-T-1	BRMR from front survey GL east		40	5.0
GL-E-Ta	48+055.800	47+994.600	TM-T-1	BRMR from front survey GL east		50	12.5
GL-E-Ta (75%)	47+994.600	47+709.023	TM-T-1	TM-T-1	54 [2]	50	12.5
GL-E-Tb (25%)	47+994.600	47+709.023	TM-T-1	TM-T-1	54 [2]	40	5.0

Tabelle 5: Festlegung der geomechanischen Parameter die zur Planung genutzt wurden (Oströhre).

Tabella 5: Definizione dei parametri geomeccanici utilizzati per la progettazione (canna est).

Section name	Zone initial pk (approx.)	Zone final pk (approx.)	Rock mass(es)	Reference rock mass	RMR [reference document]	BRMR d	E <sub>m</sub> d
	[km]	[km]					[Mpa]
GL-E-Ta	48+873.292	48+244.400	GB-G-GA-10 GB-G-GA-9 GB-DZ-GA1	BRMR from front survey GL east		50	12.5
GL-E-Tb	48+244.400	48+144.000	GB-DZ-GA1				BRMR from front survey GL east
GL-E-Td	48+144.000	48+114.000	GB-CZ-GA2 GB-CZ-GA2 ter	BRMR from front survey GL east		35	2.5
GL-E-Tc	48+114.000	48+066.000	TM-DZ-GA3	BRMR from front survey GL east		50	4.3
GL-E-Ta	48+066.000	47+945.600	TM-T-1	BRMR from front survey GL east		50	12.5
GL-E-Ta (75%)	47+945.600	47+671.841	TM-T-1	TM-T-1	54 [2]	50	12.5
GL-E-Tb (25%)	47+945.600	47+671.841	TM-T-1	TM-T-1	54 [2]	40	5.0

Tabelle 6: Festlegung der geomechanischen Parameter die zur Planung genutzt wurden (Weströhre).

Der Ausbruchquerschnitt GL-E-Ta wurde also dimensioniert angesichts eines BRMR von 50 und eines E<sub>m</sub> von 12.5 GPa.

Tabella 6: Definizione dei parametri geomeccanici utilizzati per la progettazione (canna ovest).

La sezione GL-E-Ta è stata quindi dimensionata considerando un BRMR pari a 50 e un E<sub>m</sub> pari a 12.5 GPa.

## 4 INNENSCHALE

### 4.1 STABWERKSMODELLE

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

Die FEM Analyse wird mit folgenden Kriterien durchgeführt.

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

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

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

wobei:

- $E_c$  = Modul der Betonelastizität;
- $\nu$  = Poisson Verhältnis (0.2);

Zur Berechnung des unbewehrten Betons wird ein Modell verwendet, welches im Stande ist die Verformungskapazität des Ausbruchquerschnitts so zu berücksichtigen laut Kapitel 12.5 des EC2: Pöttler Methode [26][27].

### 4.2 MODELLIERUNG DER BETTUNG

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

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

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

## 4 RIVESTIMENTO DEFINITIVO

### 4.1 METODO DELLE REAZIONI IPERSTATICHE

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

L'analisi FEM è svolta secondo i seguenti criteri.

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

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

dove:

- $E_c$  = modulo di elasticità del calcestruzzo;
- $\nu$  = rapporto di Poisson (0.2);

Per la modellazione del calcestruzzo non armato si utilizza un metodo in grado di considerare la capacità di deformazione della sezione come richiesto al paragrafo 12.5 dell'EC2: il metodo di Pöttler [26][27].

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

Die tangentielle Steifigkeit ist übergangen worden.

La rigidezza tangenziale è stata trascurata.

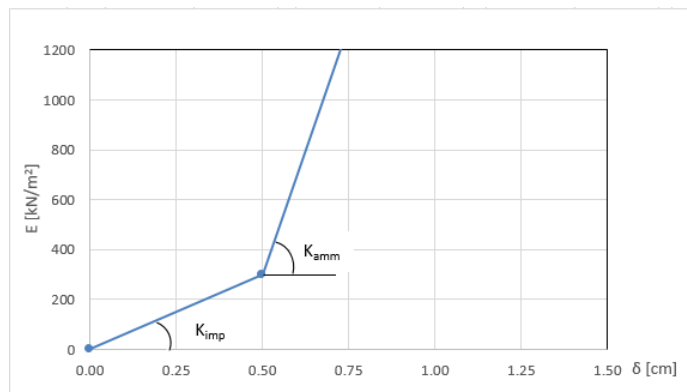


Abbildung 2: Schematisierung der Schnittstelle

Figura 2: Schematizzazione dell'interfaccia

#### 4.2.1 Modellierung der Bettung

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

#### 4.2.1 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  $\nu$  dell'ammasso roccioso e del raggio interno R della galleria.

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

Hierbei ist:

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

Dove:

- $K_R$  = rigidezza del letto di molle radiali a contatto con l'anello interno [MN/m<sup>3</sup>]
- E = modulo elastico dell'ammasso roccioso
- $E_s$  = modulo edometrico dell'ammasso roccioso
- $\nu$  = coeff. di Poisson dell'ammasso roccioso
- R = raggio della galleria – linea di riferimento

#### 4.2.2 Federkonstanten Auflagerbereich/Sohle

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

Federkonstante  $c_v$  – vertikal

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

Federkonstante  $c_h$  – horizontal

- $c_h = 0,5 \cdot c_v$

#### 4.3 LASTENANALYSE

Folgende Kürzel werden für die Einwirkungen benutzt:

- G = ständige Einwirkungen

#### 4.2.2 Costante della molla nelle zone di appoggio / fondo

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

Costante della molla  $c_v$  – verticale

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

Costante della molla  $c_h$  – orizzontale

- $c_h = 0,5 \cdot c_v$

#### 4.3 ANALISI DEI CARICHI

Per le azioni si utilizzano le seguenti abbreviazioni:

G = Azioni permanenti

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

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

#### 4.3.1 Eigengewicht G1

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

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

#### 4.3.2 Oberleitung G2

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

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

#### 4.3.1 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  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ .

#### 4.3.2 Catenaria G2

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

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

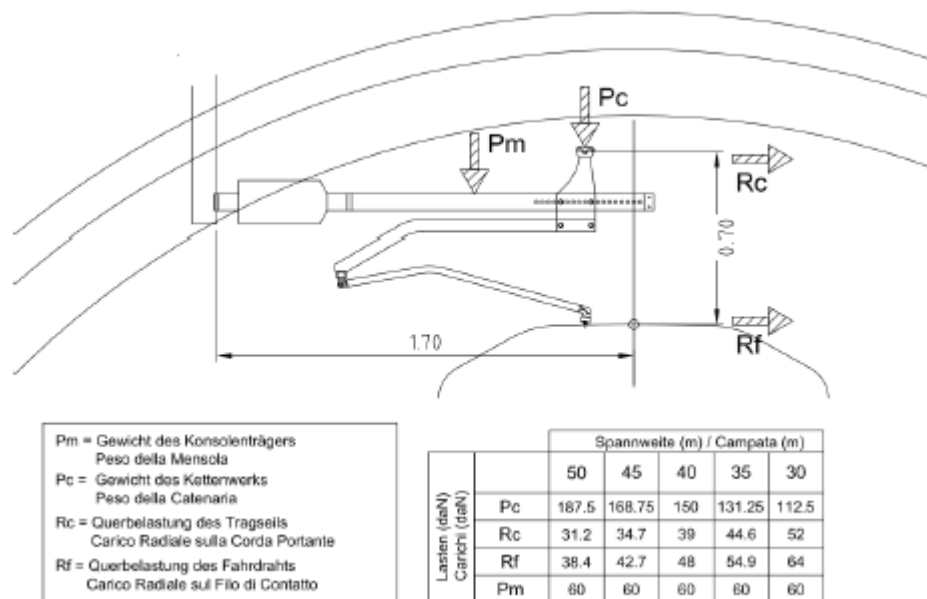


Abbildung 3: Lasten der Oberleitung

Figura 3: Carichi della catenaria

#### 4.3.3 Betonauffüllung über dem Sohlgewölbe G3

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

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

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

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

#### 4.3.4 Wasserdruck G4

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

#### 4.3.5 Gebirgslast G5

Die Gebirgslast an der Kappe wurde gemäß der Bieniawski Theorie berechnet und mittels äquivalente Knotenkräfte in den Berechnungsmodell eingesetzt.

Diese Einwirkungen ergeben sich aus verschiedenen Beiträgen die in vertikaler und horizontaler Richtung agieren.

Die vertikale Komponente wird mit folgendem Verhältnis berechnet:

$$P_v = Y * z + P_{v_{Bieniawski}}$$

Wobei:

- $Y$  = spezifische Gebirgseigengewicht in  $\text{kN/m}^3$
- $z$  = Quotendifferenz zwischen dem Punkt auf der Mittellinie der Kappe und den berücksichtigten Schalenpunkt.
- $P_{v_{Bieniawski}}$  = Bezugslast des Gebirges an der Kappe, welche gemäß der Bieniawski-Theorie durch folgendes Verhältnis bestimmt wird:

$$P_{v_{Bieniawski}} = Y * b * \frac{(100 - BRMR)}{100}$$

Wobei:

- $Y$  = spezifische Gebirgseigengewicht in  $\text{kN/m}^3$
- $b$  = maximale horizontale Ausbruchquerschnittsbreite
- BRMR = Bieniawski-Index

Die seitliche Last wurde proportional zur vertikalen Last gemäß folgendem Verhältnis angenommen:

$$P_h = P_{v_{Bieniawski}} * K_0 + Y * z * K_0$$

Sezione tipo	k0	$\gamma$ [ $\text{kN/m}^3$ ]	b[m]	BRMR	$P_{v_{Bieniawski}}$
GL-E-Ta	0.750	26.7	8.6	50	115

Tabelle 7: Bei der Analyse benutzte Parameter

#### 4.3.4 Pressione idraulica G4

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

#### 4.3.5 Carico dell'ammasso G5

Il carico d'ammasso in calotta è stato calcolato secondo la teoria di Bieniawski e inserito nel modello di calcolo mediante forze nodali equivalenti.

Tali azioni sono il risultato di diversi contributi agenti in direzione verticale e orizzontale.

La componente verticale è calcolabile attraverso la seguente relazione:

Dove:

- $Y$  è il peso specifico equivalente dell'ammasso espresso in  $\text{kN/m}^3$ .
- $z$  rappresenta la differenza di quota tra il punto in mezzeria della calotta e il punto del rivestimento considerato.
- $P_{v_{Bieniawski}}$  è il carico di riferimento dell'ammasso in calotta definito secondo la teoria di Bieniawski mediante la seguente relazione:

Dove:

- $Y$  è il peso specifico equivalente dell'ammasso espresso in  $\text{kN/m}^3$ .
- $b$  è l'ampiezza massima della sezione in direzione orizzontale.
- BRMR è l'indice di Bieniawski

Il carico laterale è stato assunto proporzionale a quello verticale secondo la seguente relazione:

#### 4.3.6 Viscosità e ritiro del calcestruzzo G6

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

Il valore di viscosità  $\phi$  si calcola secondo le NTC 2008, capitolo 11.2.10.7.

#### 4.3.6 Kriechen und Schwinden des Betons G6

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

Die Kriechzahl  $\phi$  wird gemäß NTC 2008 Kap. 11.2.10.7 ermittelt.

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

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

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

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

#### 4.3.7 Temperatur Q1

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

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

Tabelle 8: Temperatureinwirkung

In einer Entfernung von 1.7 km vom Eingang entnimmt man:

- eine gleichmäßige Veränderung der Temperatur von  $\pm 12,6^\circ\text{C}$
- ein Gradient der Temperatur  $\Delta T$ , Temperaturunterschied zwischen interne und externe Schalenoberfläche von  $\pm 3,3^\circ\text{C}$ .

Die gleichmäßige Temperaturänderung  $\pm 12,6^\circ\text{C}$  und der Gradient  $\pm 3,3^\circ$  wurden allen Elementen an der Kappe, entlang der Stützen und am Schlussstein des Sohlgewölbes zugeordnet.

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

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

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

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

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

#### 4.3.7 Temperatura Q1

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

Tabella 8: Variazione termica

A 1,7 km dall'imbocco si ricava:

- una variazione uniforme di temperatura di  $\pm 12,6^\circ\text{C}$
- un gradiente della temperatura  $\Delta T$ , differenza di temperatura tra le superfici interna ed esterna del rivestimento, pari a  $\pm 3,3^\circ\text{C}$ .

La variazione uniforme di temperatura  $\pm 12,6^\circ\text{C}$  e il gradiente  $\pm 3,3^\circ\text{C}$  sono stati assegnati a tutti gli elementi in calotta, lungo i ritti e agli elementi del concio di chiusura dell'arco rovescio.

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



Die aufgrund der Temperatur ausgehenden Einwirkungen in Folge eines Brands sind Gegenstand des Kapitels 4.3.11.

#### 4.3.8 Erdbebeneinwirkung E1

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

#### 4.3.9 Aerodynamischer Druck A1

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

#### 4.3.10 Aufprall A2

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

#### 4.3.11 Brand A3

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

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

Die bewehrten und unbewehrten Ausbruchquerschnitte sind hinsichtlich eines Brandes gemäß den Kriterien des spezifischen Berichts [7] geprüft worden. Die Ergebnisse sind im Anhang 1 aufgezeigt. Hier begrenzt man sich mit der Beobachtung, dass, einvernehmlich mit der Tabelle D.6.3 des M.D. 16.02.2007 "Klassifizierung der Feuerbeständigkeit der Bauprodukte und -elemente für Bauwerke", ausreichende Bedingungen zur Gewährleistung der REI 120 Klasse sind:

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

Beide Voraussetzungen sind zufriedenstellend.

Le azioni derivanti dalle alte temperatura a seguito di incendio sono oggetto del paragrafo 4.3.11.

#### 4.3.8 Azione sismica E1

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

#### 4.3.9 Pressione aerodinamica A1

I processi di carico e scarico tensionale a seguito del passaggio dei treni sono definiti nel documento D0118-00064 „Aerodinamica – clima – ventilazione“. Dal documento si deduce che in casi estremi (azioni eccezionali) si presentano in galleria azioni aerodinamiche di  $\Delta p_{\text{Druck}} = + 11 \text{ kN/m}^2$  e  $\Delta p_{\text{Sog}} = - 9 \text{ kN/m}^2$ . 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.

#### 4.3.10 Urto A2

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

#### 4.3.11 Incendio A3

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

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

Le sezioni, armate e non, sono state verificate nei confronti dell'incendio secondo i criteri esposti nella relazione specifica [7]. I risultati sono riportati nell'Appendice 1. In questa sede ci si limita ad osservare che in accordo alla tabella D.6.3 del D.M. 16.02.2007 "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione" condizioni sufficienti affinché la classe di resistenza REI 120 sia garantita sono:

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

Entrambi i requisiti sono soddisfatti.

#### 4.4 EINWIRKUNGSKOMBINATIONEN

Die zu untersuchenden Einwirkungskombinationen müssen gemäß NTC 2008 mit den entsprechenden Kombinationsbeiwerten  $\psi$  berücksichtigt werden.

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

#### 4.4 COMBINAZIONI DI CARICO

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

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

Lastfall / Caso di carico	ständig / permanenti							vorübergehend / variabili			außergewöhnlich / eccezionali					
	Eigengewicht	Oberleitung	Sohibeton	Wasserdruck	Gebirgslast ohne Auftrieb	Kriechen und Schwinden	Quell-druck	Temperatur (Sommer)	Temperatur (Winter)	Verkehrslast (Zugfahrt)	Erdbeben	Anprall	Brand	Druck infolge Zugfahrt	Sog infolge Zugfahrt	
	Peso proprio	Catenaria	Carichi permanenti sull'arco rovescio	Carico idraulico	Carichi della roccia in condizioni asciutte	Ritiro e rilassamento	Swelling-Squeezing	Temperatura (Estate)	Temperatura (Inverno)	Carico ferroviario	Sisma	Impatto	Fuoco	Carico aerodinamico (pressione)	Carico aerodinamico (aspirazione)	
Einwirkungskombination / Combinazioni	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	Q1	Q1	Q2	E1	A2	A3	A1	A1	
druckentlastet / sistema drenato	1	1.35							1.50							
		1.00							1.00							
	2	1.35					1.00			1.50						
		1.00					1.00			1.00						
	3	1.35	1.35	1.00						1.50						
		1.00	1.00	1.00						1.00						
	4	1.35	1.35	1.00			1.00			1.50						
		1.00	1.00	1.00			1.00			1.00						
	5	1.35	1.35	1.00	1.35	1.35				1.50						
		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00				1.00						
	6	1.35	1.35	1.00	1.35	1.35	1.00			1.50						
		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			1.00						
	11	1.00	1.00	1.00						0.60					1.00	
	12	1.00	1.00	1.00			1.00			0.60						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				
21	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00				0.60					1.00		
22	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00								1.00		

Tabelle 9: Einwirkungskombinationen

Tabella 9: Combinazioni di carico

#### 4.5 NACHWEISE

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

##### 4.5.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

###### 4.5.1.1 Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen

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

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

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

#### 4.5 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.

##### 4.5.1 Stati Limite Ultimi (SLU)

###### 4.5.1.1 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  $\gamma_{SH} = 1,0$ .

#### 4.5.1.2 Kombinationsbeiwerte Einwirkungen

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

Einwirkung /	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Druck / Sog infolge Zugfahrt A1 / Pressione aerodinamica A1	0,8	0,5	0,0
Temperatur Q1 / Forze termiche Q1	0,6	0,6	0,5

Tabelle 10: Kombinationsbeiwerte

#### 4.5.1.3 Einwirkungskombinationen

Die zu untersuchenden Einwirkungskombinationen müssen gemäß NTC 2008 mit den entsprechenden Kombinationsbeiwerten  $\psi$  zu berücksichtigt werden.

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

#### 4.5.1.4 Teilsicherheitsfaktoren Widerstand

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

##### Stahlbeton

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

##### Unbewehrter Beton

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

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

#### 4.5.1.5 Überprüfung auf Beulspannung

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

#### 4.5.1.2 Coefficienti di combinazione delle azioni

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

Tabella 10: Coefficienti di combinazione

#### 4.5.1.3 Combinazione delle azioni

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

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

#### 4.5.1.4 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 del calcestruzzo di lunga durata:  $\alpha_{cc} = 0,80$

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

#### 4.5.1.5 Verifica a pressoflessione

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

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

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:

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

Dove:

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

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

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

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

Wobei:

- $J$  = Trägheitsmoment des Ausbruchquerschnitts.

Dove:

- $J$  è il momento d'inerzia della sezione

#### 4.5.1.6 Querkraftüberprüfung

Die Bemessung des Stahlbetons erfolgt gemäß den Vorgaben des NTC2008, Kap. 4.1.2.1.3.

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

#### 4.5.1.6 Verifica a taglio

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

#### 4.5.2 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

#### 4.5.2 Stati Limite Esercizio (SLE)

##### 4.5.2.1 Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen

##### 4.5.2.1 Coefficienti parziali di sicurezza delle azioni

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

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

##### 4.5.2.2 Kombinationsbeiwerte Einwirkungen

##### 4.5.2.2 Coefficienti di combinazione delle azioni

In Tabelle 9 befinden sich die bei Einwirkungskombinationen zu berücksichtigenden Beiwerten. Die Kombinationsbeiwerte werden gemäß Tabelle 10 berücksichtigt.

In Tabella 9 si trovano i coefficienti da considerare nelle combinazioni delle azioni. I coefficienti di combinazione sono da considerare come in Tabella 10.

##### 4.5.2.3 Einwirkungskombinationen

##### 4.5.2.3 Combinazioni delle azioni

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

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

##### 4.5.2.4 Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände

##### 4.5.2.4 Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze

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

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

##### 4.5.2.5 Berechnung der Verformungen

##### 4.5.2.5 Calcolo delle deformazioni

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

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.

#### 4.5.2.6 Begrenzung der Rissbreiten

Unter Berücksichtigung der NTC2008, wird im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit die maximale Rissweite  $w_{kal}$  für die maßgebenden Einwirkungskombinationen, unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsfaktoren und Minderungsfaktoren  $\psi$  laut Tabelle 9 nachgewiesen. Die zulässige Rissbreite für Normalbeton ohne besondere Stärkeanforderung oder bei Abdichtungsvorkommen wird auf  $w_{kal} \leq 0,3$  mm begrenzt.

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

### 4.6 BAULICHE DURCHBILDUNG

#### 4.6.1 Expositionsklasse und Mindestbetondeckung

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

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

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

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

Tabelle 11: Mindestbetondeckung

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

#### 4.6.2 Mindestbewehrung

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

Die Querschnittsfläche der Längszugbewehrung darf nicht geringer sein als:

#### 4.5.2.6 Limitazione dello spessore delle fessure

In considerazione delle NTC2008, si controlla allo SLE lo spessore massimo delle fessure  $w_{kal}$  per le combinazioni di carico rilevanti, in considerazione dei fattori parziali di sicurezza e dei coefficienti di riduzione  $\psi$  secondo Tabella 9. La larghezza delle fessure ammessa per il cls normale senza particolari requisiti di spessore o in presenza di impermeabilizzazione è limitata a  $w_{kal} \leq 0,3$  mm.

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

### 4.6 STRUTTURA COSTRUTTIVA

#### 4.6.1 Classe di esposizione e copriferro minimo

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

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

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

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

Tabella 11: Copriferro minimo.

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

#### 4.6.2 Armatura minima

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

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

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

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

wobei:

- $b$  = mittlere Breite der Zugzone;
- $d$  = Nutzhöhe des Querschnitts;
- $f_{ctm}$  = Mittelwert der Zugfestigkeit des Betons;
- $f_{yk}$  = charakteristische Wert der Streckengrenze des Betonstahls

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

dove:

- $b$  rappresenta la larghezza media della zona tesa;
- $d$  è l'altezza utile della sezione;
- $f_{ctm}$  è il valore medio della resistenza a trazione del calcestruzzo;
- $f_{yk}$  è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura ordinaria.

#### 4.7 ERGEBNISSE

Die Berechnungen in Anhang 1 zeigen, dass der Ausbruchquerschnitt keine Bewehrung an der Kappe und an den Stützen benötigt, hingegen es eine Bewehrung an den Tunnelbogenaufsätzen und der Sohle erfordert. Diese Bewehrung wird für die ersten 110cm an der Stützenaußenseite aus  $\varnothing$  24mm Abstand 15cm, mit  $\varnothing$ 12mm, Verteilungsabstand 15cm bestehen, während für die Tunnelbogenaufsätze und die Sohle die Bewehrung aus  $\varnothing$  16mm, Abstand 15cm, mit  $\varnothing$ 10mm, Abstand 25cm bestehen wird. Eine Schubbewehrung wird nur an den Tunnelbogenaufsätzen benötigt.

Der Einfall an den Stützen ist von  $100\text{kg/m}^3$ , während dieser an der Sohle und den Tunnelbogenaufsätzen von  $75\text{kg/m}^3$  ist.

Das Berechnungsmodell konvergiert ohne Bewehrung in der Kappe, zeigt aber die Bildung von 1 plastischen Scharnier in der Kappe. Dieses plastische Scharnier ermöglicht auf jeden Fall die Gewährleistung der Strukturstatik und ihre langzeitliche Funktionsfähigkeit.

#### 4.7 RISULTATI

Le analisi riportate in Appendice 1 mostrano che la sezione non necessita di armata in calotta e nei piedritti mentre richiede un'armatura in corrispondenza delle murette e della platea di fondazione. Tale armatura sarà costituita da  $\varnothing$  24mm a passo 15cm, con  $\varnothing$ 12mm a passo 15cm di ripartizione nei primi 110cm dei ritti solo lato estradosso, mentre nelle murette e in fondazione l'armatura sarà costituita da  $\varnothing$ 16mm a passo 15cm, con  $\varnothing$ 10mm a passo 25cm. E' richiesta armatura a taglio solo in corrispondenza delle murette.

L'incidenza nei ritti è di  $100\text{kg/m}^3$  mentre in platea e nelle murette è di  $75\text{kg/m}^3$ .

Il modello di calcolo converge senza armatura in calotta, ma mostra la formazione di 1 cerniera plastica in calotta. Tale cerniera plastica consente comunque di garantire la statica della struttura e la sua funzionalità nel tempo.

## 5 VERZEICHNISSE

### 5.1 TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: Anwendungsstrecken Ausbruchquerschnitte Typ GL-E-Ta; (a) Oströhre (b) Weströhre .....	5
Tabelle 2: Geomechanische homogene Zonen [2] [3] .....	7
Tabelle 3: Charakterisierung des Gebirges jeder homogenen Zone [2] [3]. Mit (m) ist der Mittelwert eines Parameters angegeben, mit ( $\sigma$ ) dessen Standardabweichung.....	7
Tabelle 4: Charakterisierung des Gebirges jeder homogenen Zone [2] [3]. Mit (m) ist der Mittelwert eines Parameters angegeben, mit ( $\sigma$ ) dessen Standardabweichung.....	8
Tabelle 5: Festlegung der geomechanischen Parameter die zur Planung genutzt wurden (Oströhre). .....	9
Tabelle 6: Festlegung der geomechanischen Parameter die zur Planung genutzt wurden (Weströhre).....	10
Tabelle 7: Bei der Analyse benutzte Parameter .....	14
Tabelle 8: Temperatureinwirkung.....	15
Tabelle 9: Einwirkungskombinationen.....	17
Tabelle 10: Kombinationsbeiwerte .....	18
Tabelle 11: Mindestbetondeckung .....	21

### 5.2 ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: BRMR Index, der aus den Ortsbrusterhebungen (blaue Linie) erhalten wurde und den für die Planung genutzten Werten (rote Linie).....	9
Abbildung 2: Schematisierung der Schnittstelle .....	12
Abbildung 3: Lasten der Oberleitung.....	13

### 5.3 ANLAGENVERZEICHNIS

- ANHANG 1 - FEM-ANALYSE DER INNENSCHALE

### 5.4 REFERENZDOKUMENTE

#### 5.4.1 Eingangsdokumente

- [1] 02\_H61\_GD\_992\_GTB\_D0700\_13018 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 - Gesamtbauwerke - Technischer Bericht - Allgemeiner geomechanischer Bericht
- [2] 02\_H61\_GD\_090\_GLS\_D0700\_21008 Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 -

## 5 ELENCHI

### 5.1 ELENCO DELLE TABELLE

Tabella 1: tratte di applicazione sezione tipo GL-E-Ta; (a) canna est, (b) canna ovest.....	5
Tabella 2: Zone geomeccaniche omogenee [2] [3]. .....	7
Tabella 3: Caratterizzazione degli ammassi di ciascuna zona omogenea [2] [3]. Con (m) si indica il valore medio di un parametro, con ( $\sigma$ ) la sua deviazione standard.....	7
Tabella 4: Caratterizzazione degli ammassi di ciascuna zona omogenea [2] [3]. Con (m) si indica il valore medio di un parametro, con ( $\sigma$ ) la sua deviazione standard.....	8
Tabella 5: Definizione dei parametri geomeccanici utilizzati per la progettazione (canna est). .....	9
Tabella 6: Definizione dei parametri geomeccanici utilizzati per la progettazione (canna ovest).....	10
Tabella 7: Parametri utilizzati nell'analisi.....	14
Tabella 8: Variazione termica.....	15
Tabella 9: Combinazioni di carico .....	17
Tabella 10: Coefficienti di combinazione .....	18
Tabella 11: Copriferro minimo.....	21

### 5.2 ELENCO DELLE ILLUSTRAZIONI

Figura 1: Indice BRMR ottenuto a partire dai rilievi al fronte (linea azzurra) e valori utilizzati per la progettazione (linea rossa). 9	9
Figura 2: Schematizzazione dell'interfaccia .....	12
Figura 3: Carichi della catenaria .....	13

### 5.3 ELENCO APPENDICI

- APPENDICE 1 - ANALISI FEM DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO

### 5.4 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

#### 5.4.1 Documenti in ingresso

- [1] 02\_H61\_GD\_992\_GTB\_D0700\_13018 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules 2-3 - Opere generali - Relazione tecnica - Relazione geomeccanica generale
- [2] 02\_H61\_GD\_090\_GLS\_D0700\_21008 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules 2-3 - Opere generali Parte 1-



Geomechanisches Prognoseprofil Weströhre (Blatt 3/7)

- [3] 02\_H61\_GD\_090\_GLS\_D0700\_21004 Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Geomechanisches Prognoseprofil Oströhre (Blatt 3/7)
- [4] Ortsbrusterhebungen im GL-E-T zwischen den Kilometrierungen von km 47+994 bis km 48+898
- [5] OP.EN 06.01 Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - Erkundungsstollen - Periadriatik und vorbereitende Bauwerke Bereich Muls - Strukturelle Bauwerke - Haupttunnel und TBM Montagekavernen - Bautechnisches Längsprofil - Tafel 1 von 2 - Rev. 02 (Marini, 19-11-2010)
- [6] 02\_H61\_GD\_090\_GTBS\_D0700\_21001 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Geomechanischer Detailbericht
- [7] 02\_H61\_EG\_995\_KTB\_D0700\_15003 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke - Sicherheit gegen Feuereinwirkung

#### 5.4.2 Normen und Richtlinien

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

Profilo geomeccanico e progettuale di previsione Galleria principale Ovest (Tav. 3/7)

- [3] 02\_H61\_GD\_090\_GLS\_D0700\_21004 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Opere generali Parte 1- Profilo geomeccanico e progettuale di previsione Galleria principale Est (Tav. 3/7)
- [4] Rilievi al fonte di scavo nella GL-E-T tra le progressive tra km 47+994 e km 48+898.
- [5] OP.EN 06.01 - Galleria di Base del Brennero - Progetto esecutivo - Cunicolo Esplorativo Periadriatica ed Opere propedeutiche ambito Muls - Opere strutturali - Gallerie principali e Cameroni montaggio TBM - Profilo longitudinale tecnico di costruzione - Tavola 1 di 2 - Rev. 02 (Marini, 19-11-2010)
- [6] 02\_H61\_GD\_090\_GTBS\_D0700\_21001 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Opere generali Parte 1 - Relazione geomeccanica di dettaglio.
- [7] 02\_H61\_EG\_995\_KTB\_D0700\_15003 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Opere generali - Sicurezza nei riguardi dell'esposizione al fuoco

#### 5.4.2 Normative e linee guida

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

- [16] UNI 11076: 2003, "Testmodalitäten zur Bewertung des Benehmens der an den Decken von Untertagebauten angebrachten Schutzmaßnahmen in Brandfall".
- [17] D.M. 16.02.2007 "Feuerwiderstandsklassifizierung von Erzeugnisse und Bauelemente für Bauwerke"

[16] 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".

[17] D.M. 16.02.2007 "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione"

#### 5.4.3 Bibliografie

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

#### 5.4.3 Bibliografia

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

## ANHANG 1 - FEM-ANALYSE DER INNENSCHALE

Anhang 1 beinhaltet die graphischen Darstellungen der wichtigsten In- und Outputs der Innenschalenberechnung, die mit dem Programm SAP2000 durchgeführt wurde.

## APPENDICE 1 - ANALISI FEM DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO

L'appendice 1 contiene le rappresentazioni grafiche dei principali input e output dell'analisi del rivestimento definitivo condotte con il programma SAP2000.

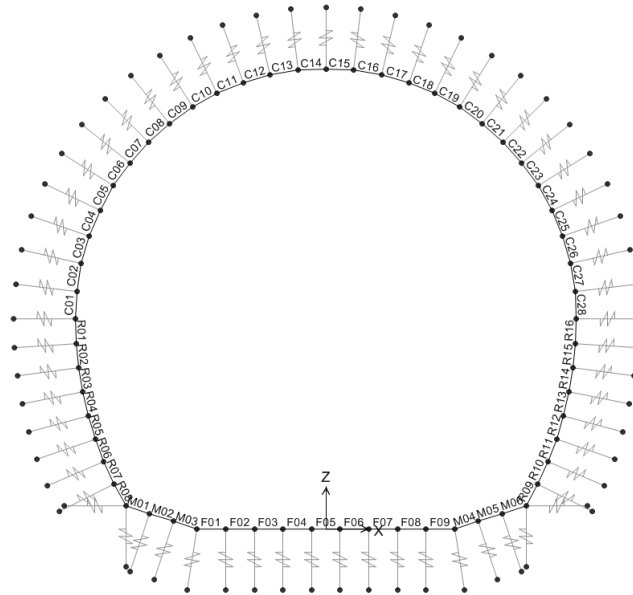


Abbildung 1: Modell A

SectionName	Material	Shape	t3
Text	Text	Text	m
C01	C28/35	Rectangular	0.30
C02	C28/35	Rectangular	0.30
C03	C28/35	Rectangular	0.30
C04	C28/35	Rectangular	0.30
C05	C28/35	Rectangular	0.30
C06	C28/35	Rectangular	0.30
C07	C28/35	Rectangular	0.30
C08	C28/35	Rectangular	0.30
C09	C28/35	Rectangular	0.30
C10	C28/35	Rectangular	0.30
C11	C28/35	Rectangular	0.30
C12	C28/35	Rectangular	0.30
C13	C28/35	Rectangular	0.30
C14	C28/35	Rectangular	0.30
C15	C28/35	Rectangular	0.30
C16	C28/35	Rectangular	0.30
C17	C28/35	Rectangular	0.30
C18	C28/35	Rectangular	0.30
C19	C28/35	Rectangular	0.30
C20	C28/35	Rectangular	0.30
C21	C28/35	Rectangular	0.30
C22	C28/35	Rectangular	0.30
C23	C28/35	Rectangular	0.30
C24	C28/35	Rectangular	0.30
C25	C28/35	Rectangular	0.30
C26	C28/35	Rectangular	0.30
C27	C28/35	Rectangular	0.30
C28	C28/35	Rectangular	0.30

Abbildung 2: Stärke der Ausbruchquerschnitte

Illustrazione 1: Modello TIPO A

SectionName	Material	Shape	t3
Text	Text	Text	m
F01	C28/35	Rectangular	0.44
F02	C28/35	Rectangular	0.44
F03	C28/35	Rectangular	0.44
F04	C28/35	Rectangular	0.44
F05	C28/35	Rectangular	0.44
F06	C28/35	Rectangular	0.44
F07	C28/35	Rectangular	0.44
F08	C28/35	Rectangular	0.44
F09	C28/35	Rectangular	0.44
M01	C28/35	Rectangular	0.51
M02	C28/35	Rectangular	0.51
M03	C28/35	Rectangular	0.51
M04	C28/35	Rectangular	0.51
M05	C28/35	Rectangular	0.51
M06	C28/35	Rectangular	0.51
R01	C28/35	Rectangular	0.30
R02	C28/35	Rectangular	0.31
R03	C28/35	Rectangular	0.31
R04	C28/35	Rectangular	0.32
R05	C28/35	Rectangular	0.34
R06	C28/35	Rectangular	0.35
R07	C28/35	Rectangular	0.37
R08	C28/35	Rectangular	0.39
R09	C28/35	Rectangular	0.39
R10	C28/35	Rectangular	0.37
R11	C28/35	Rectangular	0.35
R12	C28/35	Rectangular	0.34
R13	C28/35	Rectangular	0.32
R14	C28/35	Rectangular	0.31
R15	C28/35	Rectangular	0.31
R16	C28/35	Rectangular	0.30

Illustrazione 2: Spessore delle sezioni

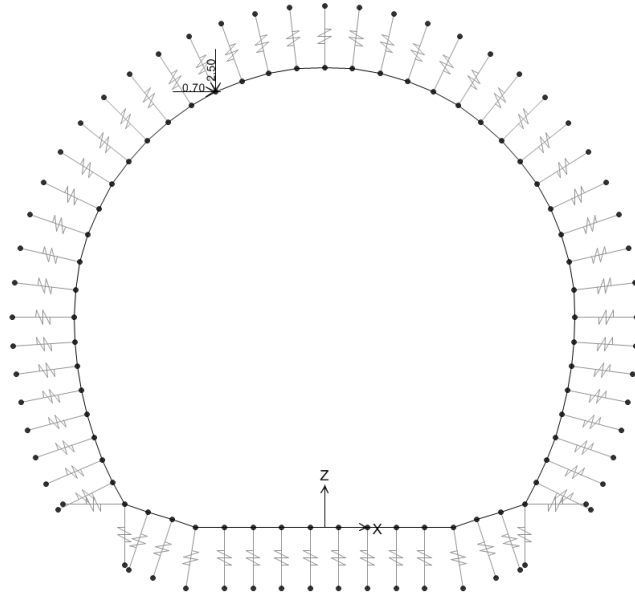


Abbildung 3: Oberleitung Last G2

Illustrazione 3: Carico catenaria G2

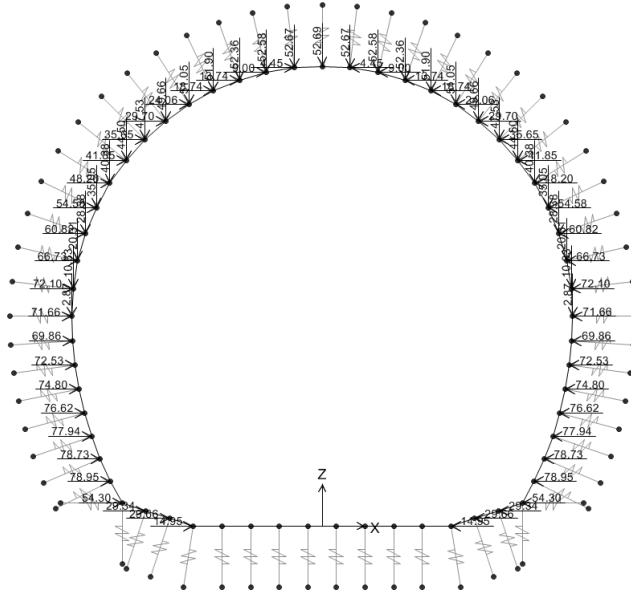


Abbildung 4: Gebirgslast (G5)

Illustrazione 4: Carico della roccia G5

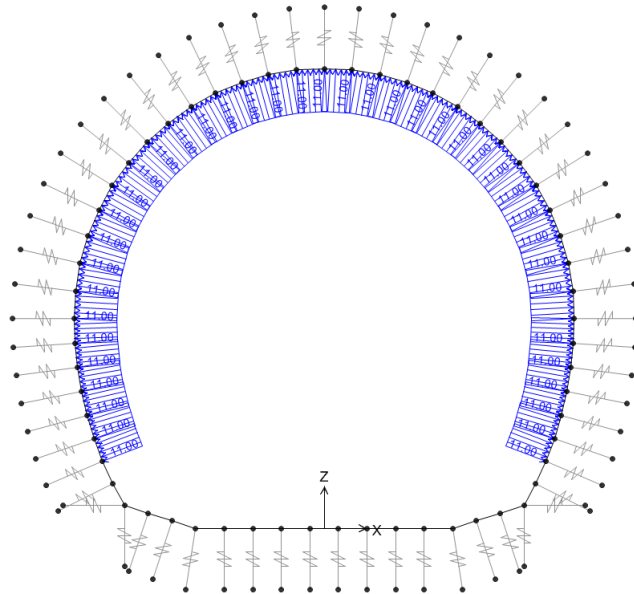


Abbildung 5: Aerodynamischer Druck (A1)

Illustrazione 5: Pressione A1

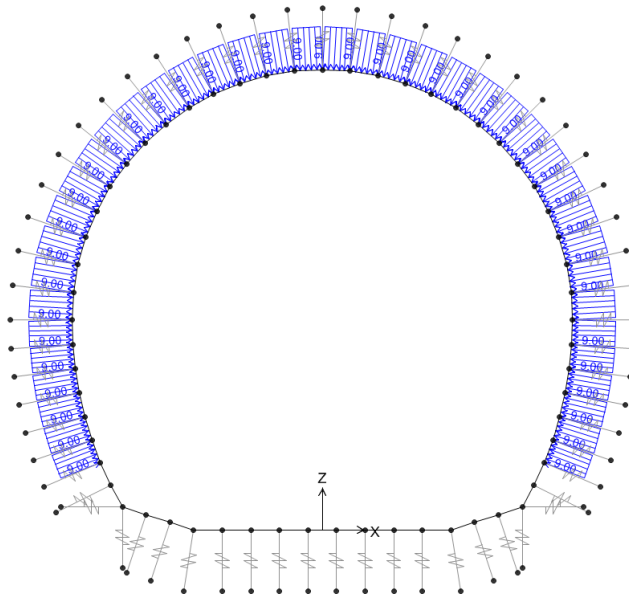


Abbildung 6: Sog (A1)

In Folge wird der Belastungsverlauf im Ausbruchquerschnitt bei der gravierendste Kombination aufgezeigt: GZT04

Illustrazione 6: Aspirazione A1

Di seguito viene riportato l'andamento delle sollecitazioni nella sezione nella combinazione più gravosa: SLU04

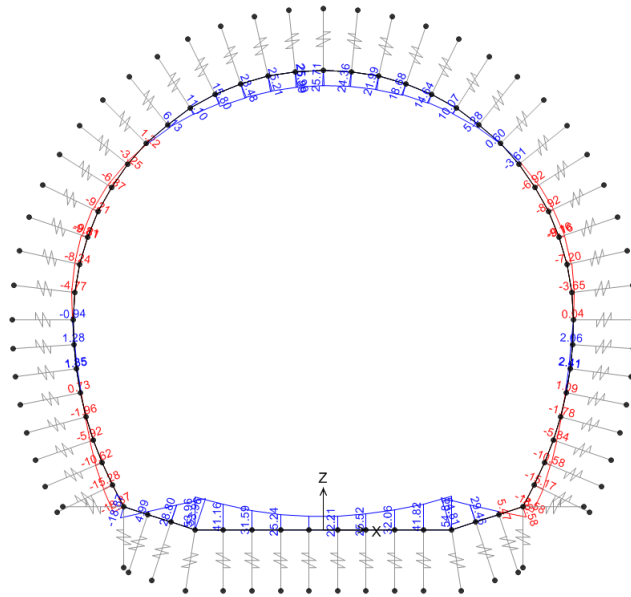


Abbildung 7: GZT04 - Biegunsmoment

Illustrazione 7: SLU04 - Momento flettente

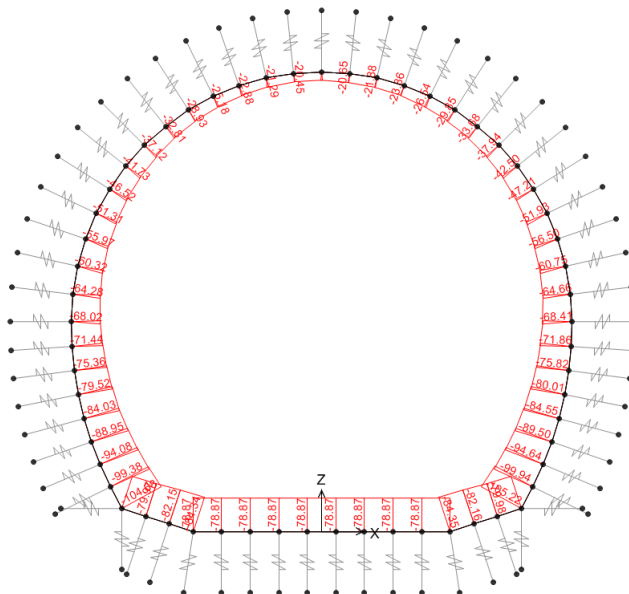


Abbildung 8: GZT04 - Axialwirkung

Illustrazione 8: SLU04 - Azione assiale

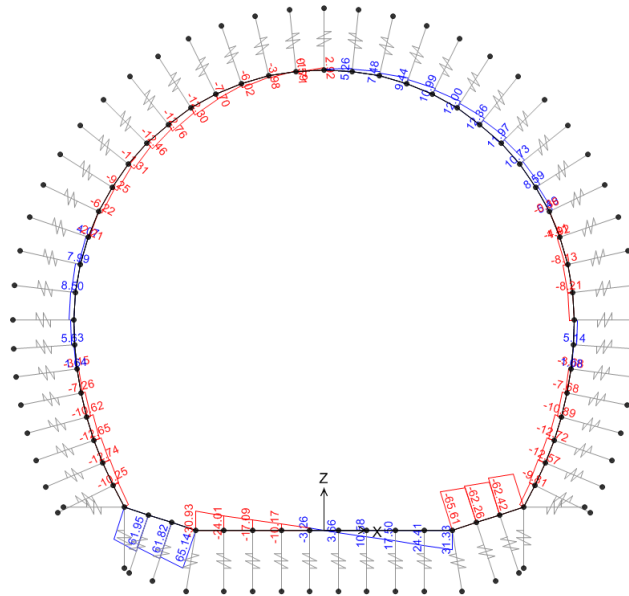


Abbildung 9: GZT04 - Schub

Illustrazione 9: SLU04 - Taglio

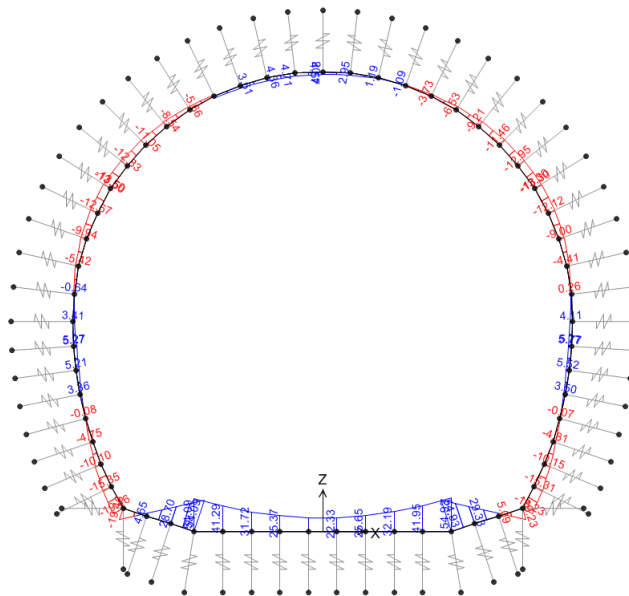


Abbildung 10: GZT04 - Biegemoment nach Anwendung des Pöttler

Illustrazione 10: SLU04 - Momento flettente dopo l'applicazione del Pöttler

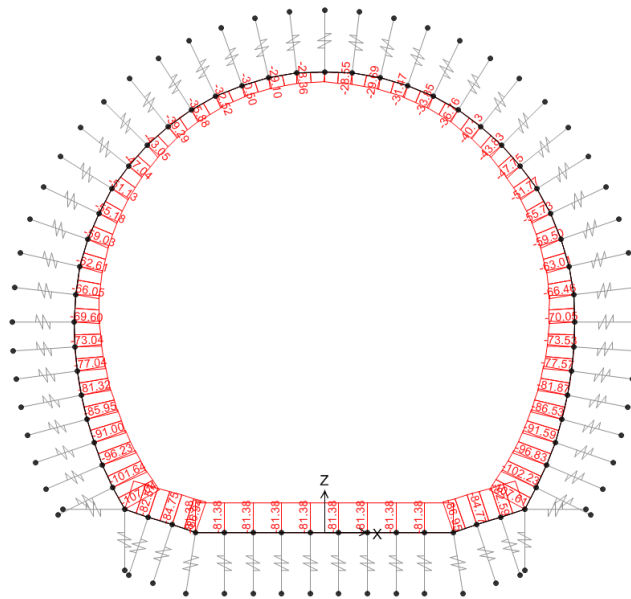


Abbildung 11: GZT04 - Axialwirkung nach Anwendung des Pöttler

Illustrazione 11: SLU04 - Azione assiale dopo l'applicazione del Pöttler

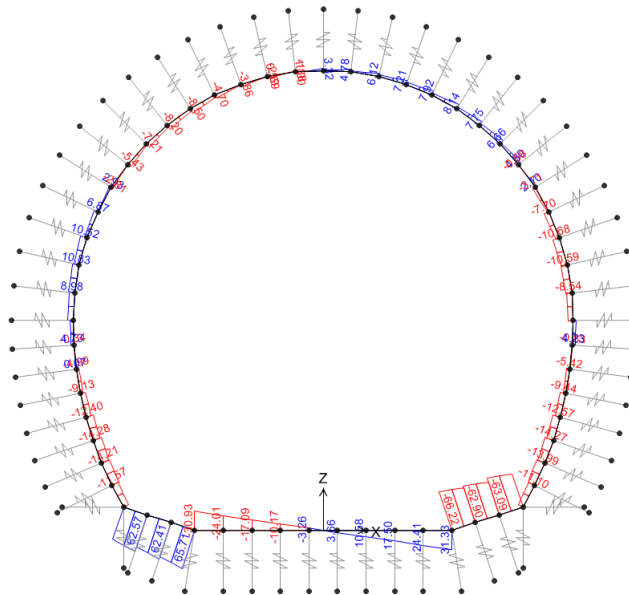


Abbildung 12: GZT04 - Schub nach Anwendung des Pöttler

Illustrazione 12: SLU04 - Taglio dopo l'applicazione del Pöttler









Table with multiple columns: Frame, Input/Case, StepType, P, V3, V2, T, M3, M2, etc. It contains detailed engineering data for a reinforced concrete beam, including material properties, design parameters, and verification results for various loading conditions.





TABLE: Element Forces - Frames		VERIFICA DELLA SEZIONE NON ARMATA CONSIDERANDO $f_{td} = 0$														VERIFICA DELLA SEZIONE NON ARMATA CONSIDERANDO IL CALCESTRUZZO RIAGENTE A TRAZIONE $f_{td}$																				
Frame	id	Type	P	V3	V2	T	M8	M2	Positive le trazioni														Positive le compressioni													
									VERIFICA A PRESOLFSSIONE							VERIFICA TAGLIO							VERIFICA A PRESOLFSSIONE							VERIFICA TAGLIO (lect II)						
									h	e	A <sub>eff</sub>	N <sub>eff</sub>	N <sub>eff</sub> + N <sub>eff</sub>	σ <sub>cp</sub>	σ <sub>cm</sub>	f <sub>ctd</sub>	V <sub>eff</sub>	V <sub>eff</sub> + V <sub>eff</sub>	τ <sub>cp</sub>	τ <sub>cm</sub>	A	e	A <sub>eff</sub>	N <sub>eff</sub>	N <sub>eff</sub> + N <sub>eff</sub>	σ <sub>cp</sub>	σ <sub>cm</sub>	f <sub>ctd</sub>	V <sub>eff</sub>	V <sub>eff</sub> + V <sub>eff</sub>						
[mm]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[kN]	[kN]	[MPa]	[MPa]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[kN]	[kN]															
C01	SU11	Max	-11.85	0.00	1.28	0.00	-3.88	0.00	0.30	0.280	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.212	-0.305	OK	OK	0.300	0.046	11.42	11.38	1.67	334	OK						

Table with columns: Frame, Output, Case, Step, Type, P, V3, V2, K1, K2, M3, M2, h, e, Aavg, Nk, and various stress/strain metrics (sigma, epsilon, delta, fmax, Nk, etc.). Includes a header section for 'VERIFICA DELLA SEZIONE NON ARMATA CONSIDERANDO Fmax = 0' and sub-sections for 'Positive in trazione' and 'Positive in compressione'.

Abbildung 14: Belastungen und Überprüfungen auf Beanspannung und Schub der nicht bewehrten Ausbruchquerschnitte (GZT) nach Pöttinger

Illustrazione 14: Sollecitazioni e verifica a pressoflessione e taglio delle sezioni non armate (SLU) dopo Pöttinger



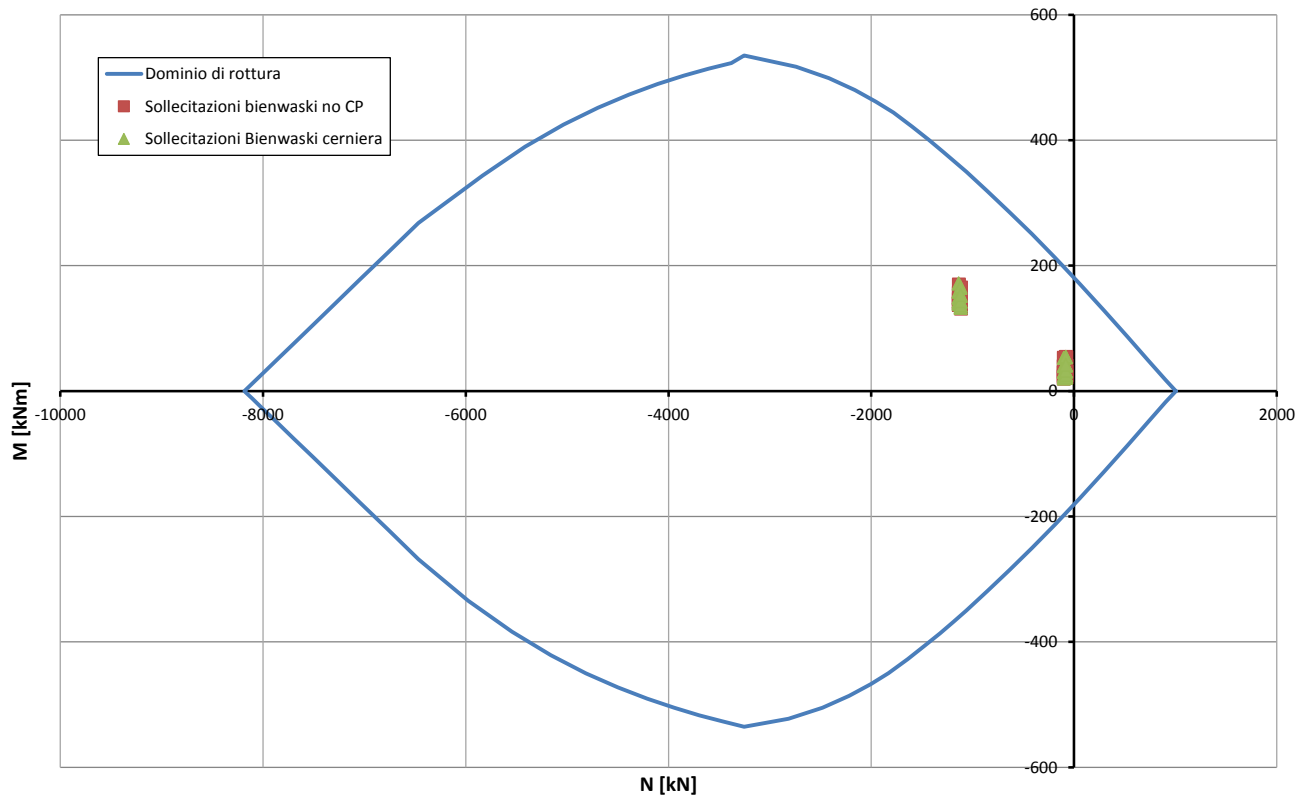


Abbildung 15: Beul Spannungsüberprüfung der Sohlplatte (GZT)

Illustrazione 15: Verifica a pressoflessione della platea di fondazione (SLU)

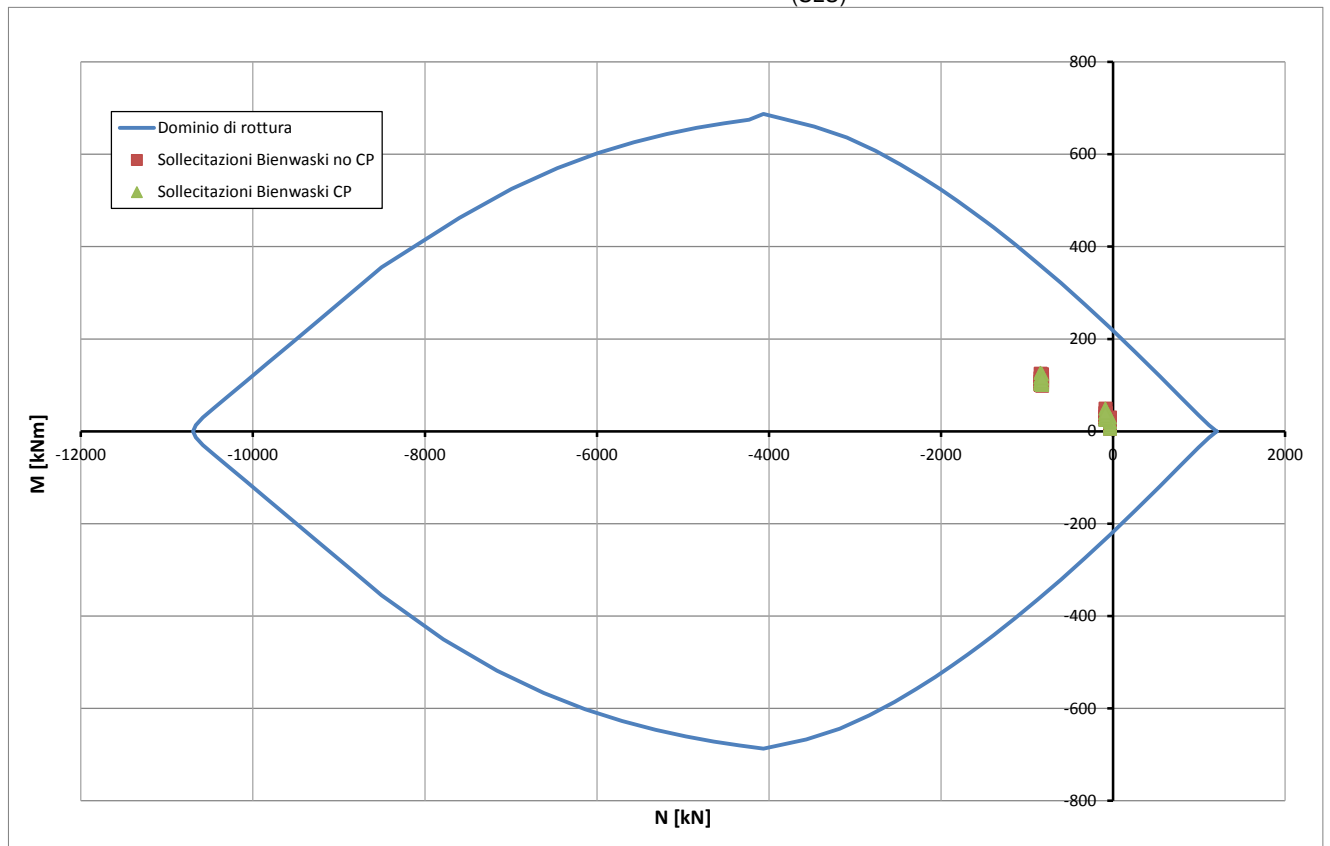


Abbildung 16: Beul Spannungsüberprüfung der Sohlplatte (außergewöhnliches GZT)

Illustrazione 16: Verifica a pressoflessione della platea di fondazione (SLU Eccezionale)

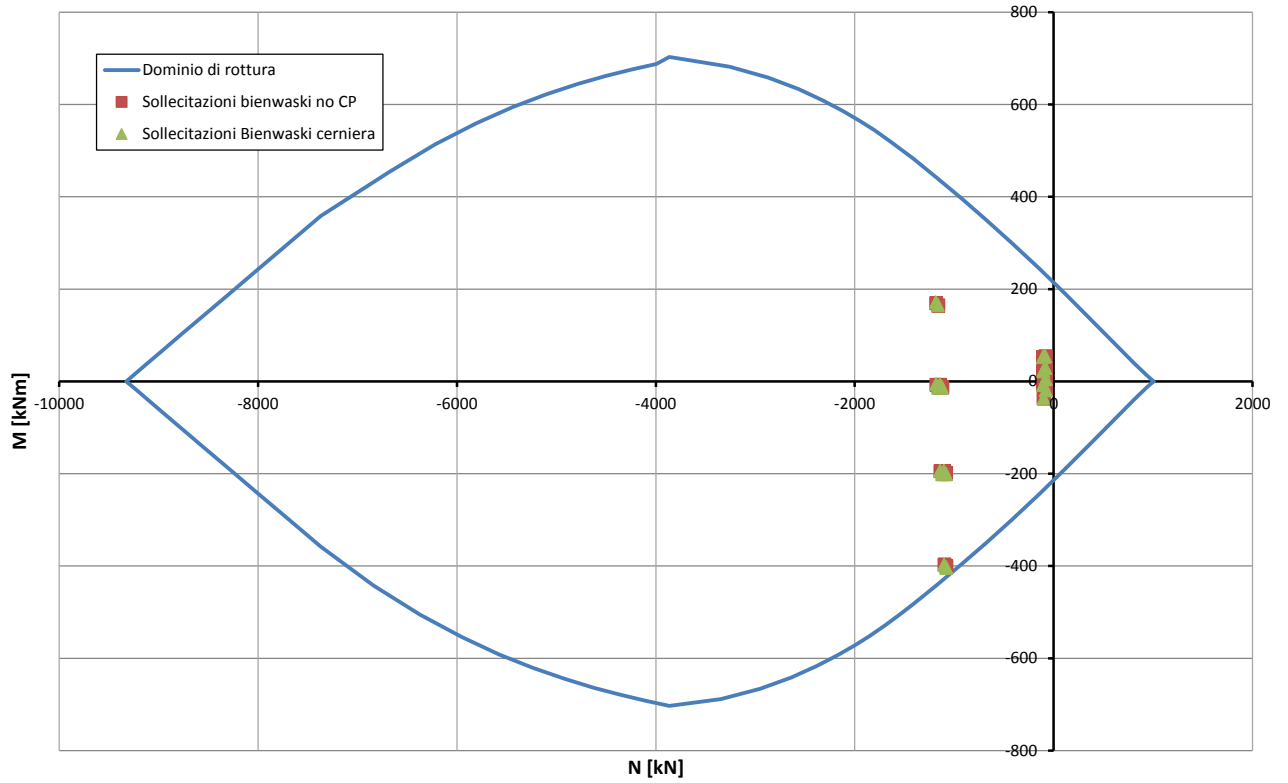


Abbildung 17: Beul Spannungsüberprüfung des Tunnelbogenaufsatzes (GZT)

Illustrazione 17: Verifica a pressoflessione della muretta (SLU)

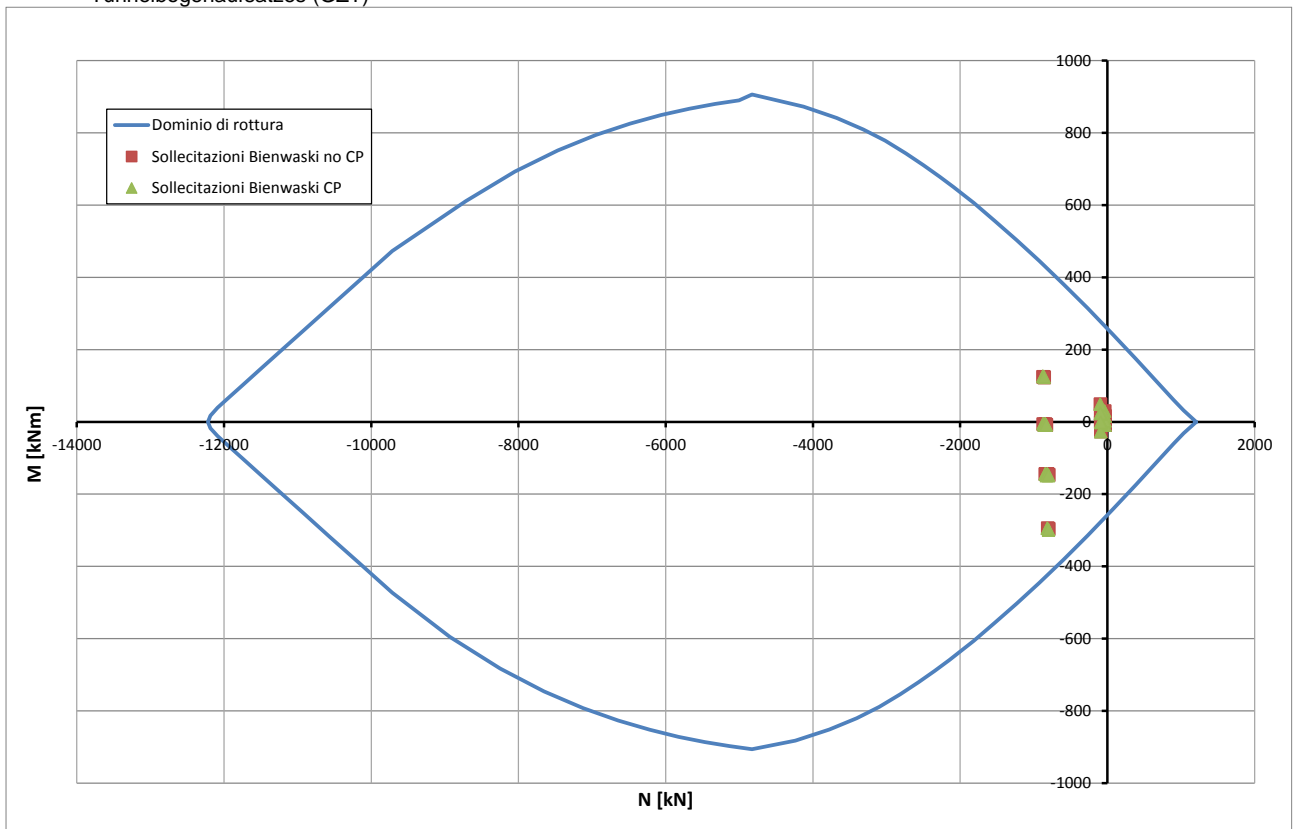


Abbildung 18: Beul Spannungsüberprüfung des Tunnelbogenaufsatzes (außergewöhnliches GZT)

Illustrazione 18: Verifica a pressoflessione della muretta (SLU Eccezionale)

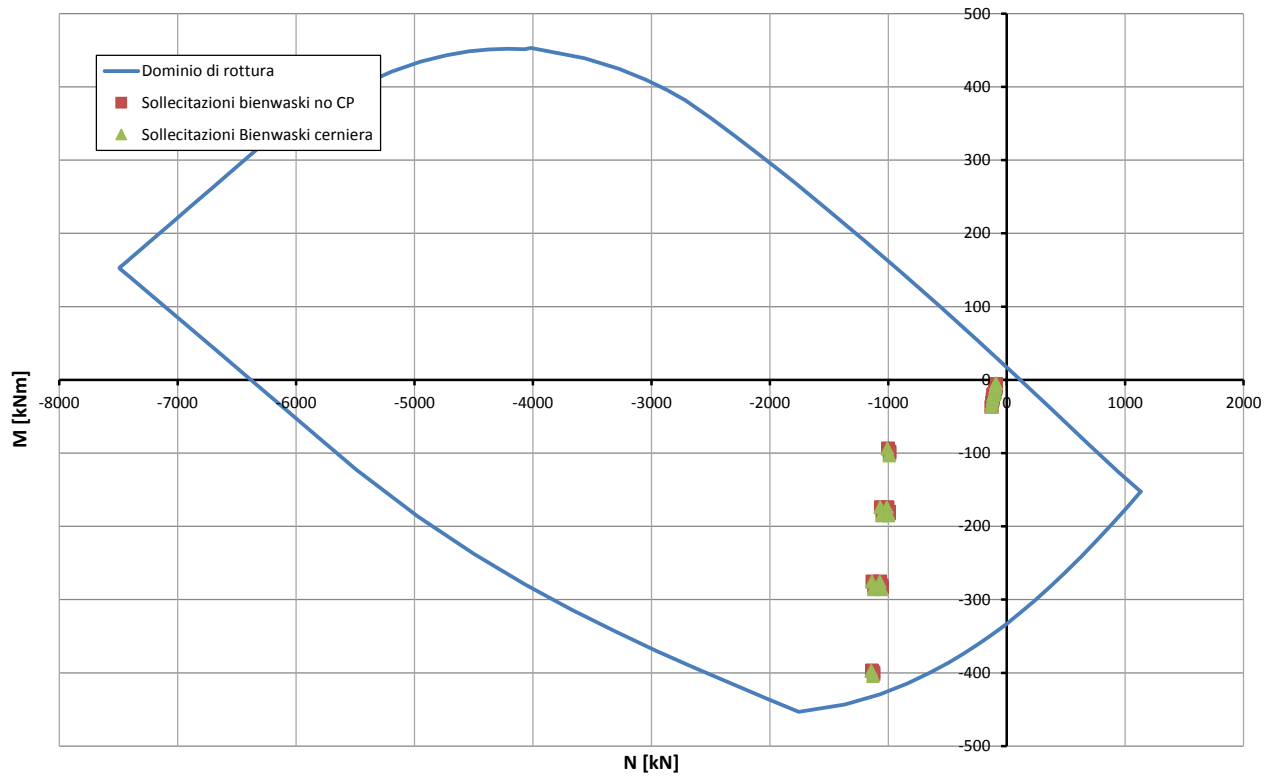


Abbildung 19: Beul Spannungsüberprüfung der Stützenbasis GZT

Illustrazione 19: Verifica a pressoflessione base ritto (SLU)

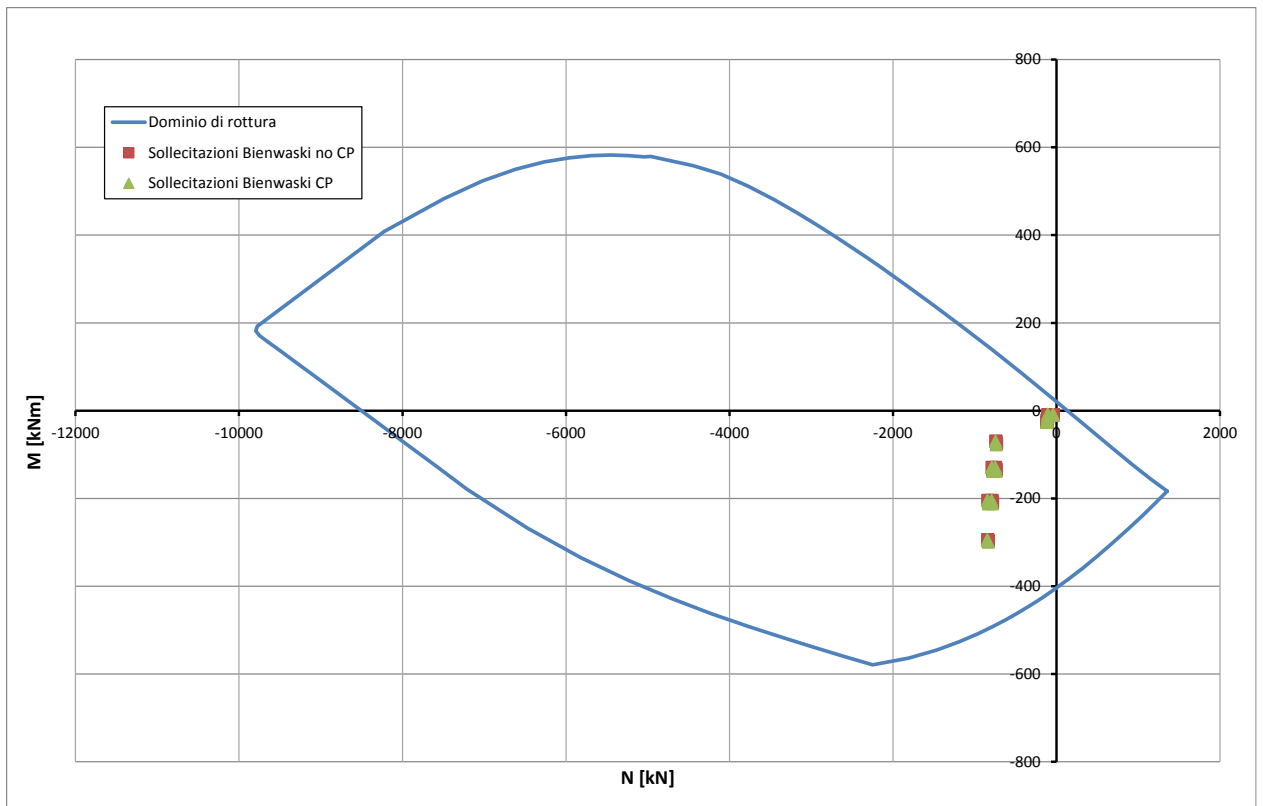


Abbildung 20: Beul Spannungsüberprüfung der Stützenbasis (außergewöhnliches GZT)

Illustrazione 20: Verifica a pressoflessione base ritto (SLU Eccezionale)

## VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2008 (§ 4.1.2.1.3)

### **Caratteristiche dei materiali:**

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

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

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed}$	=	<b>141.00</b>	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a $V_{Ed}$	$N(V_{Ed})$	=	<b>0.00</b>	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a $V_{Ed}$	$M(V_{Ed})$	=	<b>0.00</b>	kNm

### **Caratteristiche geometriche della sezione:**

Altezza utile della sezione	$d$	=	<b>370</b>	mm
Larghezza minima della sezione	$b_w$	=	<b>1000</b>	mm

### **Armatura della sezione in zona tesa:**

Diametro ferri longitudinali	$\varnothing$	=	<b>16</b>	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	$n$	=	<b>6.7</b>	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{sl}$	=	1340	mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ )	$\rho_l$	=	0.0036	--

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

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione ( $\leq 2$ )	$k$	=	1.74	--
Tensione dipendente dal fattore $k$ e dalla resistenza del cls	$v_{min}$	=	0.44	N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 \times f_{cd}$ )	$\sigma_{cp}$	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	164.04	kN
<b>Resistenza ultima a taglio (<math>V_{Rd} \geq V_{Rd,min}</math>)</b>	$V_{Rd}$	=	<b>171.97</b>	<b>kN</b>

### **VERIFICA SODDISFATTA:**

**non occorre armatura trasversale resistente a taglio.**

Abbildung 21: Schubkraftbemessung der Sohlplatte (GZT)

Illustrazione 21: Verifica a taglio della platea di fondazione (SLU)

## VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2008 (§ 4.1.2.1.3)

### **Caratteristiche dei materiali:**

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

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

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed}$	=	<b>500.00</b>	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a $V_{Ed}$	$N(V_{Ed})$	=	<b>0.00</b>	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a $V_{Ed}$	$M(V_{Ed})$	=	<b>0.00</b>	kNm

### **Caratteristiche geometriche della sezione:**

Altezza utile della sezione	$d$	=	<b>440</b>	mm
Larghezza minima della sezione	$b_w$	=	<b>1000</b>	mm

### **Armatura della sezione in zona tesa:**

Diametro ferri longitudinali	$\varnothing$	=	<b>16</b>	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	$n$	=	<b>6.7</b>	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{sl}$	=	1340	mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ )	$\rho_l$	=	0.0030	--

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

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione ( $\leq 2$ )	$k$	=	1.67	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	$v_{min}$	=	0.42	N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 \times f_{cd}$ )	$\sigma_{cp}$	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	184.87	kN
<b>Resistenza ultima a taglio (<math>V_{Rd} \geq V_{Rd,min}</math>)</b>	$V_{Rd}$	=	<b>186.25</b>	<b>kN</b>

### **VERIFICA NON SODDISFATTA:**

*occorre procedere al dimensionamento dell'armatura trasversale resistente a taglio.*

## VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.2)

### **Armatura aggiuntiva resistente a taglio:**

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	$\alpha$	=	<b>90</b>	°
Diametro ferri a taglio	$\varnothing_{sw}$	=	<b>10</b>	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	$n_{sw}$	=	<b>7</b>	--
Passo in direzione asse elemento	$s$	=	<b>300</b>	mm
Area totale di armatura a taglio	$A_{sw}$	=	526	mm <sup>2</sup>

### **Fattori di resistenza a compressione:**

Controllo duttilità (SI = duttile)	0.66	<	8.16	SI
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	$\theta$	=	<b>22.00</b>	°
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	$f'_{cd}$	=	8.16	N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp}$	=	0.00	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	$\alpha_c$	=	1.00	--

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	$V_{Rsd}$	=	644.61	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	$V_{Rcd}$	=	1121.98	kN
<b>Resistenza ultima a taglio</b>	$V_{Rd}$	=	<b>644.61</b>	<b>kN</b>

### **VERIFICA SODDISFATTA.**

Abbildung 22: Schubkraftüberprüfung des Tunnelbogenaufsatzes (GZT)

Illustrazione 22: Verifica a taglio della muretta (SLU)

## VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2008 (§ 4.1.2.1.3)

### **Caratteristiche dei materiali:**

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

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

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed}$	=	<b>306.00</b>	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a $V_{Ed}$	$N(V_{Ed})$	=	<b>1134.00</b>	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a $V_{Ed}$	$M(V_{Ed})$	=	<b>276.00</b>	kNm

### **Caratteristiche geometriche della sezione:**

Altezza utile della sezione	$d$	=	<b>318</b>	mm
Larghezza minima della sezione	$b_w$	=	<b>1000</b>	mm

### **Armatura della sezione in zona tesa:**

Diametro ferri longitudinali	$\varnothing$	=	<b>24</b>	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	$n$	=	<b>6.7</b>	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{sl}$	=	3013	mm <sup>2</sup>
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ )	$\rho_l$	=	0.0095	--

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

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione ( $\leq 2$ )	$k$	=	1.79	--
Tensione dipendente dal fattore $k$ e dalla resistenza del cls	$v_{min}$	=	0.47	N/mm <sup>2</sup>
Tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 \times f_{cd}$ )	$\sigma_{cp}$	=	3.26	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	303.73	kN
<b>Resistenza ultima a taglio (<math>V_{Rd} \geq V_{Rd,min}</math>)</b>	$V_{Rd}$	=	<b>366.10</b>	<b>kN</b>

### **VERIFICA SODDISFATTA:**

**non occorre armatura trasversale resistente a taglio.**

Abbildung 23: Schubkraftüberprüfung der Stützenbasis (GZT)

Illustrazione 23: Verifica a taglio base ritto (SLU)

STRESS CHARACTERISTICS SLS			GL-E-Ta
Design value of Axial Force	$N_{Sd}$	[kN]	822.18
Design value of Bending Moment	$M_{Sd}$	[kNm]	125.61
Design value of Shear Force	$T_{Sd}$	[kN]	0.00
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			GL-E-Ta
Overall depth of the cross section	$h$	[mm]	510
Minimum width of the cross section in the tensile area	$b_w$	[mm]	1000
Effective depth of the cross section	$d$	[mm]	442.0
Neutral axis depth	$x$	[mm]	196.2
Maximum concrete stress (- = compression)	$\sigma_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-10.028
Minimum concrete stress (- = compression)	$\sigma_{c1}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.000
Maximum steel stress (+ = tension)	$\sigma_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	186.863
Minimum steel stress (+ = tension)	$\sigma_{s1}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.000
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-18.426
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	360.000
<b>VERIFICATION RESULT</b>			<b>OK</b>
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			GL-E-Ta
Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days	$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	30.71
Mean value of axial tensile strength of concrete ( $=0.3f_{ck}^{2/3}$ per C≤C50/60)	$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.942
Characteristic axial tensile strength of concrete ( $=0.7f_{ctm}$ )	$f_{ctk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.059
Partial factor of concrete	$\gamma_c$	[-]	1.000
Design tensile resistance of concrete	$f_{ctd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.059
Main value of tensile strength of the concrete in the effective tension area ( $f_{ctm}$ )	$f_{ct,eff}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.942
Elastic modulus of reinforcing steel	$E_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	210000
Secant elastic modulus of concrete $= E_s/E_{cm}$	$E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	32000
Factor depending on the duration of the load (0.60: short term - 0.40: long term)	$\alpha_e$	[-]	6.56
Effective tension area of concrete	$k_t$	[-]	0.40
Number of rebar in tension area	$A_{c,eff}$	[mm <sup>2</sup> ]	104600
Rebar main diameter	$n_l$	[-]	6.7
Cross section area of reinforcement in $A_{c,eff}$ $= A_s/A_{c,eff}$	$\phi_l$	[mm]	16
Main strain	$A_{sl}$	[mm <sup>2</sup> ]	1340
Rebar cover	$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0128
Rebar spacing	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	‰	0.534
Bond factor (0.80: high bond bars - 1.60: plain bars)	$c$	[mm]	60
Factor which takes account of the distribution of strain (0.50 bending - 1.00 tension)	$s$	[mm]	150
Coefficient for $S_{r,max}$	$k_1$	[-]	0.80
Coefficient for $S_{r,max}$	$k_2$	[-]	0.50
Maximum crack spacing	$k_3$	[-]	3.40
Crack width	$k_4$	[-]	0.425
Crack width limit	$S_{r,max}$	[mm]	416.26
	$w_k$	[mm]	0.222
	$w_{lim}$	[mm]	0.300
<b>VERIFICATION RESULT</b>			<b>OK</b>

Abbildung 24: Rissüberprüfung der Grundaufsatzes (GZG)

Illustrazione 24: Verifica fessurazione della muretta di fondazione (SLE)

STRESS CHARACTERISTICS SLS			GL-E-Ta
Design value of Axial Force	$N_{Sd}$	[kN]	822.18
Design value of Bending Moment	$M_{Sd}$	[kNm]	125.61
Design value of Shear Force	$T_{Sd}$	[kN]	0.00
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			GL-E-Ta
Overall depth of the cross section	$h$	[mm]	440
Minimum width of the cross section in the tensile area	$b_w$	[mm]	1000
Effective depth of the cross section	$d$	[mm]	372.0
Neutral axis depth	$x$	[mm]	275.0
Maximum concrete stress (- = compression)	$\sigma_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-5.503
Minimum concrete stress (- = compression)	$\sigma_{c1}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.000
Maximum steel stress (+ = tension)	$\sigma_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	28.515
Minimum steel stress (+ = tension)	$\sigma_{s1}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.000
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-18.426
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	360.000
<b>VERIFICATION RESULT</b>			<b>OK</b>
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			GL-E-Ta
Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days	$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	30.71
Mean value of axial tensile strength of concrete ( $=0.3f_{ck}^{2/3}$ per C≤C50/60)	$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.942
Characteristic axial tensile strength of concrete ( $=0.7f_{ctm}$ )	$f_{ctk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.059
Partial factor of concrete	$\gamma_c$	[-]	1.000
Design tensile resistance of concrete	$f_{ctd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.059
Main value of tensile strength of the concrete in the effective tension area ( $f_{ctm}$ )	$f_{ct,eff}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.942
Elastic modulus of reinforcing steel	$E_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	210000
Secant elastic modulus of concrete	$E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	32000
$= E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	[-]	6.56
Factor depending on the duration of the load (0.60: short term - 0.40: long term)	$k_t$	[-]	0.40
Effective tension area of concrete	$A_{c,eff}$	[mm <sup>2</sup> ]	55000
Number of rebar in tension area	$n_l$	[-]	6.7
Rebar main diameter	$\phi_l$	[mm]	16
Cross section area of reinforcement in $A_{c,eff}$	$A_{sl}$	[mm <sup>2</sup> ]	1340
$= A_s/A_{c,eff}$	$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0244
Main strain	$\epsilon_{sm} \cdot \epsilon_{cm}$	‰	0.081
Rebar cover	$c$	[mm]	60
Rebar spacing	$s$	[mm]	150
Bond factor (0.80: high bond bars - 1.60: plain bars)	$k_1$	[-]	0.80
Factor which takes account of the distribution of strain (0.50 bending - 1.00 tension)	$k_2$	[-]	0.50
Coefficient for $S_{r,max}$	$k_3$	[-]	3.40
Coefficient for $S_{r,max}$	$k_4$	[-]	0.425
Maximum crack spacing	$S_{r,max}$	[mm]	315.61
Crack width	$w_k$	[mm]	0.026
Crack width limit	$w_{lim}$	[mm]	0.300
<b>VERIFICATION RESULT</b>			<b>OK</b>

Abbildung 25: Rissüberprüfung der Sohlplatte (GZG)

Illustrazione 25: Verifica fessurazione della platea di fondazione (SLE)



STRESS CHARACTERISTICS SLS			GL-E-Ta
Design value of Axial Force	$N_{Sd}$	[kN]	832.72
Design value of Bending Moment	$M_{Sd}$	[kNm]	296.47
Design value of Shear Force	$T_{Sd}$	[kN]	0.00
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			GL-E-Ta
Overall depth of the cross section	$h$	[mm]	390
Minimum width of the cross section in the tensile area	$b_w$	[mm]	1000
Effective depth of the cross section	$d$	[mm]	318.0
Neutral axis depth	$x$	[mm]	170.6
Maximum concrete stress (- = compression)	$\sigma_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-14.879
Minimum concrete stress (- = compression)	$\sigma_{c1}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.000
Maximum steel stress (+ = tension)	$\sigma_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	231.356
Minimum steel stress (+ = tension)	$\sigma_{s1}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0.000
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	-17.857
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	360.000
<b>VERIFICATION RESULT</b>			<b>OK</b>
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			GL-E-Ta
Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days	$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	30.71
Mean value of axial tensile strength of concrete ( $=0.3f_{ck}^{2/3}$ per C≤C50/60)	$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.942
Characteristic axial tensile strength of concrete ( $=0.7f_{ctm}$ )	$f_{ctk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.059
Partial factor of concrete	$\gamma_c$	[-]	1.000
Design tensile resistance of concrete	$f_{ctd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.059
Main value of tensile strength of the concrete in the effective tension area ( $f_{ctm}$ )	$f_{ct,eff}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2.942
Elastic modulus of reinforcing steel	$E_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	210000
Secant elastic modulus of concrete	$E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	32000
$= E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	[-]	6.56
Factor depending on the duration of the load (0.60: short term - 0.40: long term)	$k_t$	[-]	0.40
Effective tension area of concrete	$A_{c,eff}$	[mm <sup>2</sup> ]	73133
Number of rebar in tension area	$n_l$	[-]	6.7
Rebar main diameter	$\phi_l$	[mm]	24
Cross section area of reinforcement in $A_{c,eff}$	$A_{sl}$	[mm <sup>2</sup> ]	3016
$= A_s/A_{c,eff}$	$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0412
Main strain	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	‰	0.929
Rebar cover	$c$	[mm]	60
Rebar spacing	$s$	[mm]	150
Bond factor (0.80: high bond bars - 1.60: plain bars)	$k_1$	[-]	0.80
Factor which takes account of the distribution of strain (0.50 bending - 1.00 tension)	$k_2$	[-]	0.50
Coefficient for $S_{r,max}$	$k_3$	[-]	3.40
Coefficient for $S_{r,max}$	$k_4$	[-]	0.425
Maximum crack spacing	$S_{r,max}$	[mm]	302.94
Crack width	$w_k$	[mm]	0.281
Crack width limit	$w_{lim}$	[mm]	0.300
<b>VERIFICATION RESULT</b>			<b>OK</b>

Abbildung 26: Rissüberprüfung der Stützenbasis (GZG)

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

Illustrazione 26: Verifica fessurazione base ritto (SLE)

Nelle seguenti illustrazioni sono riportate le verifiche strutturali delle sezioni nei confronti dell'esposizione al fuoco. Nelle sezioni non armate le verifiche sono state condotte riducendo lo spessore della sezione, cautelativamente, di 7 cm; nei ritto le verifiche sono state condotte confrontando le sollecitazioni con il dominio delle sezioni ridotte di 5cm (cls esposto al fuoco) o con il dominio ottenuto riducendo la resistenza dell'armatura del 20% (cls teso all'intradosso).



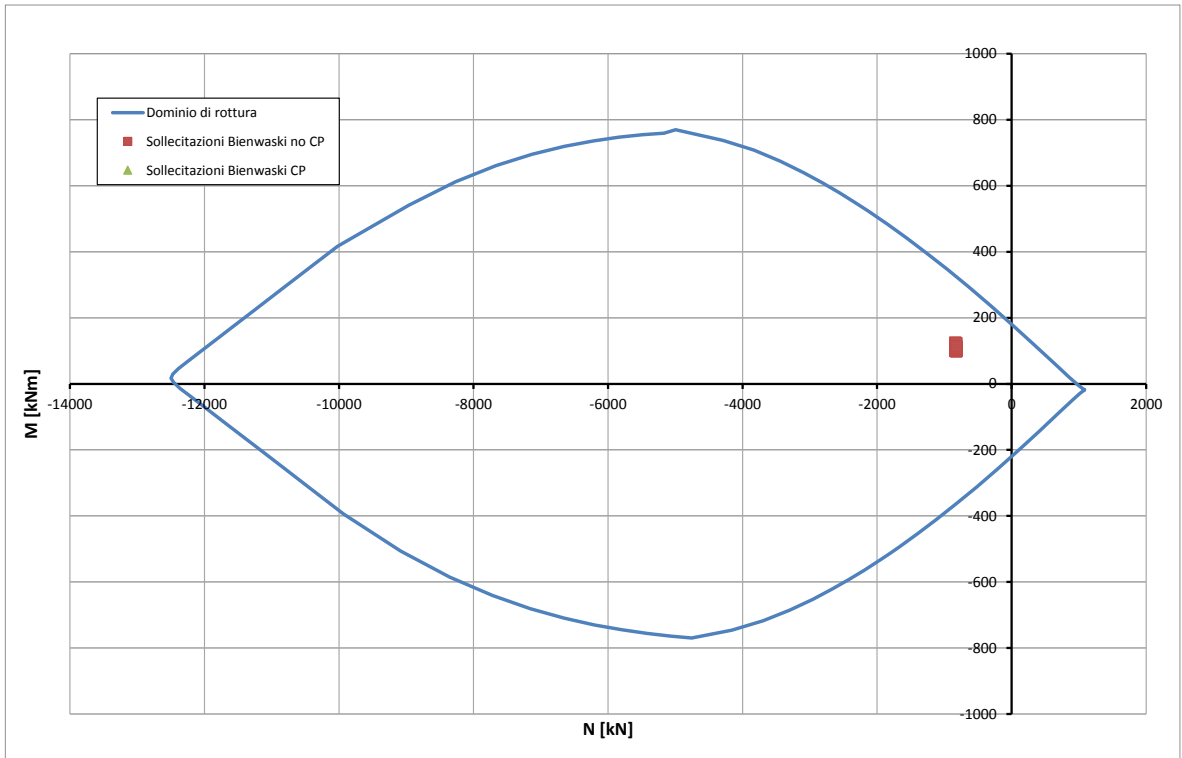


Abbildung 28: Beul Spannungsüberprüfung der Sohlplatte (GZT) - Brand

Illustrazione 28: Verifica a pressoflessione fondazione (SLU) nei confronti del fuoco

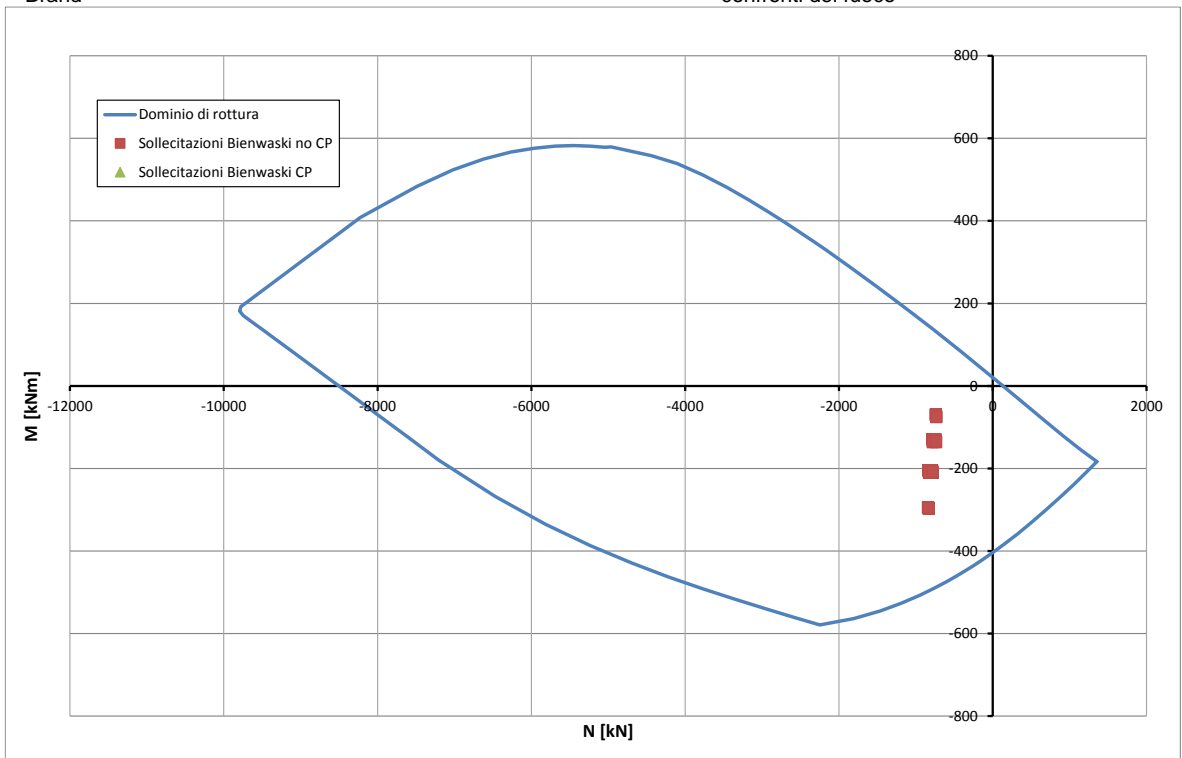


Abbildung 29: Beul Spannungsüberprüfung der Stützen (GZT) - Brand

Illustrazione 29: Verifica a pressoflessione dei ritti (SLU) nei confronti del fuoco

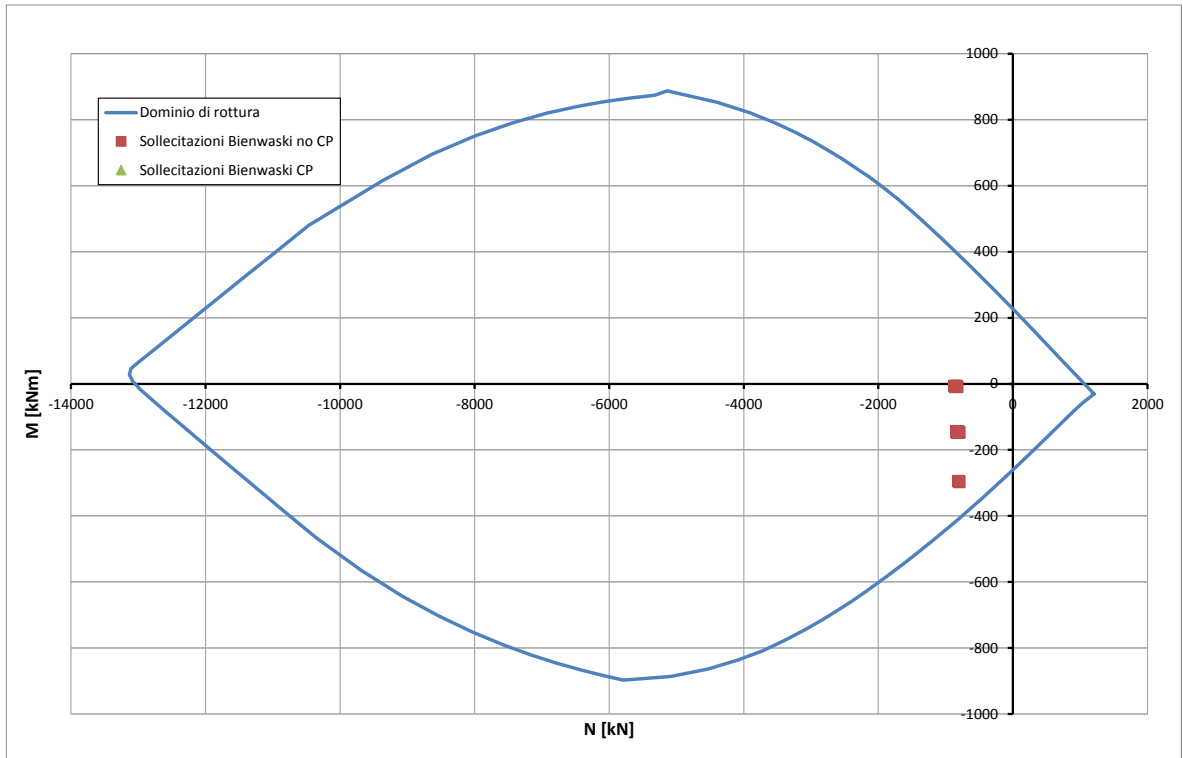


Abbildung 30: Beul Spannungsüberprüfung des Tunnelbogenaufsatzes (GZT) - Brand

Illustrazione 30: Verifica a pressoflessione della muretta (SLU) nei confronti del fuoco