



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

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



Ausbau Eisenbahnachse München-Verona
BRENNER BASISTUNNEL
Ausführungsplanung

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

D0700: Baulos Mauls 2-3		D0700: Lotto Mules 2-3					
Projekteinheit Fensterstollen Mauls und angrenzende Bauwerke		WBS Finestra di Mules e opere annesse					
Dokumentenart Statische Berechnung		Tipo Documento Calcolo statico					
Titel Statische Berechnung M-B-Ea-T, M-B-Eb-T, M-Ec-T, M-Ed-T		Titolo Relazione di calcolo M-B-Ea-T, M-B-Eb-T, M-Ec-T, M-Ed-T					
 RTI 4P Raggruppamento Temporaneo di Imprese 4P <small>via Pio Iler S.r.l., Via G.B. Sammartini 5, 20125 Milano, Tel. +39 0287767911, Fax +39 0287152612</small>		Generalplaner / Responsabile integrazioni prestazioni specialistiche Ing. Enrico Maria Pizzarotti Ord. Ingg. Milano N° A 29470					
Mandataria  PRO ITER Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	Mandante  PÖYRY	Mandante  pini swiss engineers	Mandante  PASQUALI-RAUSA ENGINEERING S.r.l./G.m.b.H.				
Fachplaner / il progettista specialista Ing. Enrico Maria Pizzarotti Ord. Ingg. Milano N° A 29470		Fachplaner / il progettista specialista					
	Datum / Data	Name / Nome	Gesellschaft / Società				
Bearbeitet / Elaborato	30.01.2015	Bignamini	Pro Iter				
Geprüft / Verificato	30.01.2015	Rivoltini	Pro Iter				
 BBT Galleria di Base del Brennero Brenner Basistunnel BBT SE		Name / Nome R. Zurlo	Name / Nome K. Bergmeister				
Projekt-kilometer / Chilometro progetto von / da 32.0+88 bis / a 54.0+15 bei / al	Projekt-kilometer / Chilometro opera von / da bis / a 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	200	KST	D0700	21062	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

1	EINFÜHRUNG	
1	INTRODUZIONE	4
2	MATERIALIEN	
2	MATERIALI	5
2.1	BETON	
2.1	CALCESTRUZZO.....	5
2.2	BEWEHRUNGSSTAHL	
2.2	ACCIAIO DA ARMATURA.....	5
3	GEOTECHNISCHES MODELL	
3	MODELLO GEOTECNICO	6
4	INNENSCHALE	
4	RIVESTIMENTO DEFINITIVO	8
4.1	STABWERKSMODELLE	
4.1	METODO DELLE REAZIONI IPERSTATICHE	8
4.2	MODELLIERUNG DER BETTUNG	
4.2	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA.....	8
4.2.1	Modellierung der Bettung	
4.2.1	Rigidità radiale.....	9
4.3	LASTENANALYSE	
4.3	ANALISI DEI CARICHI	9
4.3.1	Eigengewicht G1	
4.3.1	Peso proprio G1	9
4.3.2	Gebirgslast G5	
4.3.2	Carico dell'ammasso G5	10
4.3.3	Kriechen und Schwinden des Betons G6	
4.3.3	Viscosità e ritiro del calcestruzzo G6.....	10
4.3.4	Temperatur Q1	
4.3.4	Temperatura Q1	11
4.3.5	Erdbebeneinwirkung E1	
4.3.5	Azione sismica E1	11
4.3.6	Aufprall A2	
4.3.6	Urto A2	11
4.3.7	Brand A3	
4.3.7	Incendio A3	12
4.4	EINWIRKUNGSKOMBINATIONEN	
4.4	COMBINAZIONI DI CARICO.....	12
4.5	NACHWEISE	
4.5	VERIFICHE	13
4.5.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)	
4.5.1	Stati Limite Ultimi (SLU)	13
4.5.1.1	Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen	
4.5.1.1	Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni	13
4.5.1.2	Kombinationsbeiwerte Einwirkungen	
4.5.1.2	Coefficienti di combinazione delle azioni	13
4.5.1.3	Einwirkungskombinationen	
4.5.1.3	Combinazione delle azioni.....	13
4.5.1.4	Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände	
4.5.1.4	Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze	13

4.5.1.5	Überprüfung auf Beulspannung	
4.5.1.5	Verifica a pressoflessione.....	14
4.5.1.6	Querkraftüberprüfung	
4.5.1.6	Verifica a taglio.....	15
4.5.2	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZG)	
4.5.2	Stati Limite Esercizio (SLE).....	16
4.5.2.1	Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen	
4.5.2.1	Coefficienti parziali di sicurezza delle azioni.....	16
4.5.2.2	Kombinationsbeiwerte Einwirkungen	
4.5.2.2	Coefficienti di combinazione delle azioni.....	16
4.5.2.3	Einwirkungskombinationen	
4.5.2.3	Combinazioni delle azioni.....	16
4.5.2.4	Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände	
4.5.2.4	Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze.....	16
4.5.2.5	Ermittlung der Verformungen	
4.5.2.5	Calcolo delle deformazioni.....	16
4.5.2.6	Begrenzung der Rissbreiten	
4.5.2.6	Limitazione dello spessore delle fessure.....	16
4.6	BAULICHE DURCHBILDUNG	
4.6	STRUTTURA COSTRUTTIVA.....	16
4.6.1	Bauliche Durchbildung	
4.6.1	Classe di esposizione e copriferro minimo.....	16
4.6.2	Mindestbewehrung	
4.6.2	Armatura minima.....	17
4.7	ERGEBNISSE	
4.7	RISULTATI.....	18
5	VERZEICHNISSE	
5	ELENCHI.....	19
5.1	TABELLENVERZEICHNIS	
5.1	ELENCO DELLE TABELLE.....	19
5.2	ABBILDUNGSVERZEICHNIS	
5.2	ELENCO DELLE ILLUSTRAZIONI.....	19
5.3	ANLAGENVERZEICHNIS	
5.3	ELENCO APPENDICI.....	19
5.4	REFERENZDOKUMENTE	
5.4	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	19
5.4.1	Eingangsdokumente	
5.4.1	Documenti in ingresso.....	19
5.4.2	Normen und Richtlinien	
5.4.2	Normativa.....	20
5.4.3	Literatur	
5.4.3	Letteratura.....	20
ANHANG 1 - FEM-ANALYSE DER INNENSCHALE		
APPENDICE 1 - ANALISI FEM DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO.....		22

1 EINFÜHRUNG

Der vorliegende Bericht beinhaltet die Bemessung der Innenschale des Mauls Fensterstollens, zwischen Kilometrierungen km 0 (entsprechend dem km 1+607 der Mauls Fensterstollenachse) und Km 0+114 der Strecke B, sowie zwischen Kilometrierungen km 1+512 und km 1+607 des Mauls Fensterstollens, welcher konventionell vorgetrieben wird.

Unter den obengenannten Kilometrierungen sind unterschiedliche Innenschalenausbruchquerschnitte vorgesehen; insbesondere für Strecke B die Ausbruchquerschnitte M-B-Ea-T (nur in den ersten 29 m) und M-B-Eb-T, für den Mauls Fensterstollen die Ausbruchquerschnitte M-Ec-T und M-Ed-T. Die Modellierung, Gegenstand dieses Berichts, wird vorsichtshalber für jeder der obengenannten Ausbruchquerschnitte als gültig erfasst.

Die behandelte Strecke betrifft ein einziges Gebirge, im Profil [3] als GB-G-D-18h bezeichnet, mit variablen Überdeckungen die von 1055 m bis 1205 m reichen.

Der Ausbruch der Querschnitte hat eine maximale Breite und Höhe jeweils von ca. 11 m und 9.7 m.

Die Innenschale besteht aus Ortbeton der Festigkeitsklasse C30/37 mit folgenden Stärken:

- Kappe: gleichmäßige Stärke von 35 cm für alle Ausbruchquerschnitte.
- Widerlager und Tunnelbogenaufsätze: variable Stärke von 46 bis 66 cm für Ausbruchquerschnitt M-B-Ea-T, von 64 cm bis 90 cm für Ausbruchquerschnitt M-B-Eb-T, von 41 cm bis 72cm für die Ausbruchquerschnitte M-Ec-T und M-Ed-T.
- Basisplatte: gleichmäßige Stärke von 46 cm für Ausbruchquerschnitt M-B-Ea-T, 75 cm für Ausbruchquerschnitt M-B-Eb-T, 10 cm für Ausbruchquerschnitt M-Ec-T, 44 cm für Ausbruchquerschnitt M-Ed-T.

In den Ausbruchquerschnitten M-B-Ea-T, M-B-Eb-T und M-Ed-T wird über der Platte eine 32 cm starke Betonfüllschicht gelegt.

In diesem Dokument ist die Bemessung der Innenschale aufgezeigt.

1 INTRODUZIONE

La seguente relazione riporta il dimensionamento del rivestimento definitivo della Finestra di Mules, scavata in tradizionale, tra le progressive del ramo B km 0 (corrispondente al km 1+607 dell'asse della Finestra di Mules) e km 0+114, nonché tra le progressive km 1+512 e km 1+607 della Finestra di Mules.

Tra le sopracitate progressive sono previste diverse sezioni tipo di rivestimento definitivo; in particolare, per quanto riguarda il ramo B le sezioni M-B-Ea-T (solo nei primi 29 m) e M-B-Eb-T, per la Finestra di Mules M-Ec-T e M-Ed-T. La modellazione oggetto della seguente relazione è da considerarsi cautelativamente valida per entrambe le sezioni.

La tratta considerata interessa un unico ammasso, indicato nel profilo [3] come GB-G-D-18h, con coperture variabili da un minimo di 1055 m ad un massimo di 1205 m.

Lo scavo delle sezioni presenta una larghezza e un'altezza massima rispettivamente di 11 m e di 9.7 m circa.

Il rivestimento definitivo è costituito da calcestruzzo C30/37 gettato in opera con i seguenti spessori:

- Calotta: spessore costante pari a 35 cm per tutte le sezioni.
- Ritti e Murette: spessore variabile, da 46 cm a 66 cm per la sezione M-B-Ea-T, da 64 cm a 90 cm per la sezione M-B-Eb-T, da 41 cm a 72cm per le sezioni M-Ec-T e M-Ed-T.
- Soletta di base: spessore costante pari a 46 cm per la sezione M-B-Ea-T, 75 cm per la sezione M-B-Eb-T, 10 cm per la sezione M-Ec-T, 44 cm per la sezione M-Ed-T.

Nelle sezioni M-B-Ea-T, M-B-Eb-T e M-Ed-T sopra la soletta è posato uno strato di calcestruzzo di riempimento di spessore pari a 32 cm.

Nel presente documento è riportato il dimensionamento del rivestimento definitivo.

2 MATERIALIEN

2.1 BETON

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

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

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

Wobei:

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

2.2 BEWEHRUNGSSTAHL

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

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

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

wobei:

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

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

Zur geomechanischen Charakterisierung sowohl der vom Mauls Fensterstollen durchquerten Gebirgen, zwischen Kilometrierung km 0 und Kilometrierung km 1+607 des Mauls Fensterstollens, als auch für die von den Strecken A und B durchquerten Gebirgen, wird auf das geomechanische Profil [3] Bezug genommen.

Aufgrund der fehlenden As-built Daten ist die Charakterisierung aus den Planungsdokumenten des Mauls Fensterstollens (Ausführungsplanung Oktober 2006) entnommen worden, mit Annahme einer einzigen homogene geomechanische Zone für die gesamte Strecke. Auf dieser Weise wurde die Äußerung von Bericht [4] der Ausführungsplanung des Baulos Mauls I berücksichtigt, wo deutlich zum Ausdruck gebracht wird, dass keine kartographierbaren und darstellbaren Verwerfungen im geologischen Ausbruchquerschnitt beobachtet wurden.

Es wurde das Vorkommen von kleinen Verwerfungen festgestellt, mit einem Abstand im Dekameterbereich, welche sich aus einem Kernbereich mit Verwerfungsgesteine (tektonische Brekzien) mit einer Mächtigkeit bis in den Dezimeterbereich und einer an den beiden Enden der Verwerfung bis zu mehreren Metern mächtigen damage zone zusammensetzen. Diese kleinen Verwerfungen scheinen den Zerklüftungsgrad entscheidend zu beeinflussen, insgesamt jedoch in bescheidenem Ausmaß, da auf dieser Strecke die Klüfte mit einer den Verwerfungen ähnlichen Verlaufsrichtung überwiegen. Zusammenfassend kann demnach behauptet werden, dass die im Zuge des Vortriebs des Mauls Fensterstollens gewonnenen Erkenntnisse die ausgezeichneten mechanischen Eigenschaften des Gebirges bestätigt haben.

Folgende Tabelle berichtet die geomechanischen Grundparameter welche die geomechanisch homogene Zone bestimmen.

3 MODELLO GEOTECNICO

Per la caratterizzazione geomeccanica degli ammassi rocciosi attraversati dalla Finestra di Mules tra la progressiva km 0 e la progressiva km 1+607 della Finestra di Mules, così come per gli ammassi rocciosi attraversati dai rami A e B, si fa riferimento al profilo geomeccanico [3].

In assenza di dati di as-built la caratterizzazione è stata ricavata dai documenti progettuali della Finestra di Mules (Progetto Esecutivo Ottobre 2006), assumendo per l'intera tratta la presenza di un'unica zona geomeccanicamente omogenea; in questo modo si è tenuto conto di quanto espresso nella relazione [4] del Progetto Esecutivo del Lotto Mules 1, in cui si esplicita che non sono state osservate faglie cartografabili e rappresentabili sulla sezione geologica.

È stata riscontrata la presenza di piccole faglie, con spaziatura di ordine decametrico, costituite da una zona di nucleo con rocce di faglia (brecce tettoniche) di spessore fino a decimetrico e da una zona di danneggiamento potente fino a un paio di metri per ogni lato della faglia. Sembra che la presenza di tali piccole faglie condizioni in maniera marcata lo stato di fratturazione, nel complesso comunque molto modesto, poiché in questo tratto dominano i giunti con direzione simile alle faglie. In conclusione comunque le informazioni ricavate dallo scavo della Finestra di Mules hanno confermato le ottime caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso.

La seguente tabella riporta i parametri di base che caratterizzano la zona geomeccanicamente omogenea.

Rock mass name	GB-G-D-18h
γ [kN/m ³]	26.5
σ_{ci} [MPa]	74
m_i	24
E_i [GPa]	20
CAI[-]	4.8
RMR	60-80
GSI	55-75

Tabelle 1: Charakterisierung des Gebirges
Wobei:

- γ = spezifisches Gewicht des Gebirges
- σ_{ci} = einaxialen Druckfestigkeit der Gesteinsmatrix

Tabella 1: Caratterizzazione dell'ammasso
Dove:

- γ è il peso di volume naturale dell'ammasso roccioso.
- σ_{ci} è la resistenza a compressione monoassiale di matrice.

- m_i = Krümmungsparameter aus triaxialem Druckversuch des Gebirgsmaterial
- E_i = Verformungsmodul der Gesteinsmatrix
- RMR = *Rock Mass Rating 1989*
- CAI = *Reibungsindex Cerchar*
- GSI = *Geological Strength Index*

- 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*.
- CAI è l'*indice di abrasività Cerchar*.
- GSI è il *Geological Strength Index*.

Die typischen Verformungs- und Festigkeitsparameter jeder Strecke wurden gemäß dem Bruchkriterium nach Hoek & Brown [20] berechnet, welches und im geomechanischem Hauptbericht [1] näher beschrieben wird.

I parametri di deformabilità e di resistenza caratteristici sono stati calcolati in accordo al principio di linearizzazione dell'involuppo di rottura proposto da Hoek & Brown [20] e esplicitato nella relazione geomeccanica generale [1].

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

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

$$BRMR = RMR - R_6$$

Wobei:

Dove:

- RMR è il *Rock Mass Rating 1989*.
- R_6 = Parameter der Klassifizierung nach Bieniawski, welche die angenommene Ausrichtung der Gelenke von -10 berücksichtigt.

- RMR è il *Rock Mass Rating 1989*.
- R_6 = Parametro della classificazione di Bieniawski che tiene conto dell'orientazione dei giunti, assunto pari a -10.

Tabella 2 beinhaltet die im Plan vorsichtshalber benutzten geomechanischen Parameter und entsprechenden Anwendungsstrecken; mit E_m ist das Verformungsmodul des Gebirges angezeigt worden.

La Tabella 2 riporta i parametri geomeccanici cautelativamente utilizzati nel progetto e le relative tratte di applicazione; con E_m si è indicato il modulo di deformazione dell'ammasso.

sezione tipo	initial pk	final pk	BRMR	GSI	Em
	[km]	[km]			
	FDM		-	-	[GPa]
M-Ea-T	0	0+212	50	55	8
M-Eb-T	0+212	1+479			
M-Ec-T	1+512	1+525			
M-Ed-T	1+525	1+607			
Galleria di ventilazione					
M-G-C-Ea	0+152	0+207			
M-G-C-Eb	0	0+085			
Ramo "B" Mules					
M-B-Ea-T	0	0+175			
M-B-Eb-T					
Ramo "A" Mules					
M-A-Ea-T	0	0+171			
M-A-Eb-T					

Tabelle 2: Typische Parameter der Gebirges

Tabella 2: Parametri caratteristici dell'ammasso.

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 Berechnung wird mit folgenden Kriterien durchgeführt.

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

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

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

wobei:

- E_c = Modul der Betonelastizität;
- ν = Poisson Verhältnis (0.2);

Zur Modellierung des unbewehrten Betons wird eine Methode, welche im Stande ist die Verformungskapazität des Querschnitts laut Absatz 12.5 des EC2: Pöttler Methode [24][25], genutzt.

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 kN/m³ 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;
- ν = 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 [24][25].

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 kN/m³ in virtù delle caratteristiche del pacchetto di impermeabilizzazione. Quest'ultima ha valenza per spostamenti inferiori a 0.5 cm. Superati tali spostamenti, la rigidità dell'interfaccia diventa quella dell'ammasso.

Die tangentielle Steifigkeit ist übergangen worden.

La rigidezza tangenziale è stata trascurata.

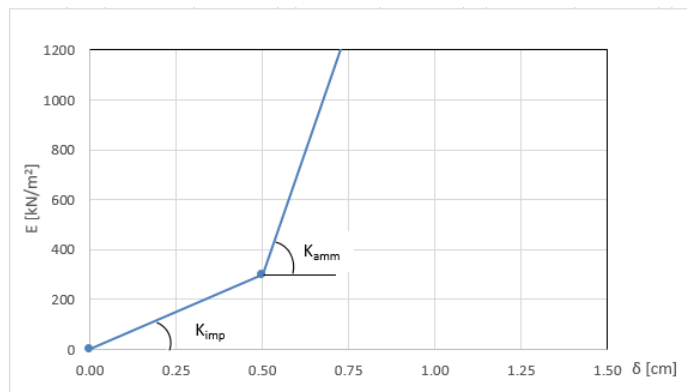


Abbildung 1: Schematisierung der Schnittstelle

Figura 1: 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 ν 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 ν dell'ammasso roccioso e del raggio interno R della galleria.

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

Wobei:

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

Dove:

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

4.3 LASTENANALYSE

Folgende Kürzel werden für die Einwirkungen benutzt:

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

4.3 ANALISI DEI CARICHI

Per le azioni si utilizzano le seguenti abbreviazioni:

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

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 $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ zu berücksichtigen.

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

4.3.2 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 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:

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

Wobei:

- Y = spezifische Gebirgseigengewicht in kN/m^3
- b = maximale horizontale Ausbruchquerschnittsbreite
- BRMR = Bieniawski-Index

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

Dove:

- Y è il peso specifico equivalente dell'ammasso espresso in 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:

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

Sezione tipo	k0	γ [kN/m^3]	b[m]	BRMR	$P_{v_{Bieniawski}}$
M-B-Ea-T	0.750	26.5	10.26	50	136

Tabelle 3: Bei der Analyse benutzte Parameter

Tabella 3: Parametri utilizzati nell'analisi

4.3.3 Kriechen und Schwinden des Betons G6

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

Die Kriechzahl ϕ wird gemäß NTC 2008 Kap. 11.2.10.7 ermittelt.

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

4.3.3 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 ϕ si calcola secondo le NTC 2008, capitolo 11.2.10.7.

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

Kriechen und Schwinden des Betons bewirkt eine Längenänderung Δl . 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.

4.3.4 Temperatur Q1

Zur Dimensionierung der Innenschalen berücksichtigt man, gemäß folgende Tabelle, die nach Eingangsabstand, unter 3 km, sich ergebenden Temperatureinwirkungen.

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

Tabelle 4: Temperatureinwirkung

Der Temperaturgradient zeigt die Temperaturdifferenz zwischen den Innen- und Außenoberflächen der Betonquaderschale.

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

Die aufgrund der Temperatur ausgehenden Einwirkungen in Folge eines Brands sind Gegenstand des Kapitels 4.3.7.

4.3.5 Erdbebeneinwirkung E1

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

4.3.6 Aufprall A2

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

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

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

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

4.3.4 Temperatura Q1

Per il dimensionamento rivestimenti definitivi si considerano le azioni termiche, in conformità alla seguente tabella, secondo la distanza dall'imbocco, minore di 3 km.

Tabella 4: Variazione termica

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

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

Le azioni derivanti dalle alte temperatura a seguito di incendio sono oggetto del paragrafo 4.3.7.

4.3.5 Azione sismica E1

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

4.3.6 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.

4.3.7 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 [5] 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 Bauprodukt und -elemente für Bauwerke", ausreichende Bedingungen zur Gewährleistung der REI 120 Klasse sind:

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

Beide Voraussetzungen sind zufriedenstellend.

4.4 EINWIRKUNGSKOMBINATIONEN

Die zu untersuchenden Einwirkungskombinationen müssen gemäß NTC 2008 mit den entsprechenden Kombinationsbeiwerten ψ berücksichtigt werden.

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

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						
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 5: Lastenkombinationen

4.3.7 Incendio A3

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

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

Le sezioni, armate e non, sono state verificate nei confronti dell'incendio secondo i criteri esposti nella relazione specifica [5]. I risultati sono riportati nell'Appendice 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 COMBINAZIONI DI CARICO

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

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

Tabella 5: 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.

4.5.1.2 Kombinationsbeiwerte Einwirkungen

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

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

Tabelle 6: Kombinationsbeiwerte

4.5.1.3 Einwirkungskombinationen

Die zu untersuchenden Einwirkungskombinationen müssen gemäß NTC 2008 mit den entsprechenden Kombinationsbeiwerten ψ 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 der Widerstände

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

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 Coefficienti di combinazione delle azioni

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

Tabella 6: 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 ψ .

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:

Stahlbeton

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

Unbewehrter Beton

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

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 α 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.

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

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

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

Wobei:

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

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

Calcestruzzo armato

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

Calcestruzzo non armato

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

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

4.5.1.5 Verifica a pressoflessione

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

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

Dove:

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

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

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

Wobei:

- J = Trägheitsmoment des Ausbruchquerschnitts.

Dove:

- J è il momento d'inerzia della sezione

4.5.1.6 Querkraftüberprüfung

Die Bemessung des Stahlbetons erfolgt gemäß den Vorgaben des NTC2008, Kap. 4.1.2.1.2.3.

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

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:

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

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

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

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

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

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

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

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

In den 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 σ_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 σ_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)

4.5.2.1 Teilsicherheitsfaktoren Einwirkungen

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

4.5.2.2 Kombinationsbeiwerte Einwirkungen

In Tabella 5 befinden sich die bei Einwirkungskombinationen zu berücksichtigenden Beiwerten. Die Kombinationsbeiwerte werden gemäß Tabella 5 berücksichtigt.

4.5.2.3 Einwirkungskombinationen

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

4.5.2.4 Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände

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

4.5.2.5 Ermittlung der Verformungen

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

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 ψ laut Tabelle 5 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 Bauliche Durchbildung

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.

4.5.2 Stati Limite Esercizio (SLE)

4.5.2.1 Coefficienti parziali di sicurezza delle azioni

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

4.5.2.2 Coefficienti di combinazione delle azioni

In Tabella 5 si trovano i coefficienti da considerare nelle combinazioni delle azioni. I coefficienti di combinazione sono da considerare come in Tabella 6.

4.5.2.3 Combinazioni delle azioni

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

4.5.2.4 Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze

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

4.5.2.5 Calcolo delle deformazioni

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

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 ψ secondo Tabella 5. 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:

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

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

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

Tabelle 7: 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:

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

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.

	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 7: 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:

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, an der Sohlplatte und an den oberen Widerlagerteil benötigt, während er diese an dem unteren 80 cm hohen Widerlagerteil sowie an den Tunnelbogenaufsätze erfordert. Die Bewehrung am Widerlagerfuß wird aus $\varnothing 20$ mm, Abstand 15 cm nur am Rücken, mit $\varnothing 10$ mm, Verteilungsabstand 15 cm bestehen. Die Bewehrung an den Tunnelbogenaufsätzen wird symmetrisch aus $\varnothing 16$ mm, Abstand 15 cm, mit $\varnothing 10$ mm, Verteilungsabstand 15 cm bestehen. An den Tunnelbogenaufsätzen ist eine Schubbewehrung erforderlich.

Der Einfall der Widerlager ist von 60 kg/m^3 , während der der Sohle und den Tunnelbogenaufsätzen von 75 kg/m^3 ist.

4.7 RISULTATI

Le analisi riportate in Appendice 1 mostrano che la sezione non necessita di armatura nella calotta, nella fondazione e nella porzione di ritti superiore, mentre dovrà essere armata una porzione inferiore di ritti pari a 80 cm e le murette. L'armatura alla base dei ritti sarà costituita da $\varnothing 20$ mm a passo 15 cm solo lato estradosso, con $\varnothing 10$ mm a passo 15 cm di ripartizione. L'armatura nelle murette sarà costituita da $\varnothing 16$ mm a passo 15 cm simmetrica, con $\varnothing 10$ mm a passo 15 cm di ripartizione. Nelle murette è richiesta armatura a taglio.

L'incidenza dei ritti è di 60 kg/m^3 mentre in platea e nelle murette è di 75 kg/m^3 .

5 VERZEICHNISSE

5.1 TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: Charakterisierung des Gebirges.....	6
Tabelle 2: Typische Parameter der Gebirges.....	7
Tabelle 3: Bei der Analyse benutzte Parameter.....	10
Tabelle 4: Temperatureinwirkung.....	11
Tabelle 5: Lastenkombinationen.....	12
Tabelle 6: Kombinationsbeiwerte.....	13
Tabelle 7: Mindestbetondeckung.....	17

5.2 ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: Schematisierung der Schnittstelle.....	9
---	---

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 Muls 2-3 - Gesamtbauwerke - Technischer Bericht - Allgemeiner geomechanischer Bericht
- [2] 02_H61_GD_090_GTBS_D0700_21001 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Geomechanischer Detailbericht
- [3] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21011 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke Teil 1 - Geomechanisches Prognoseprofil Fensterstollen Muls und angrenzende Bauwerke
- [4] OP-EI.01.01 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - Erkundungsstollen Periadriatik und vorbereitende Bauwerke Bereich Muls - Beschreibender Gesamtbericht - Rev 01, (Becchiega, 06/12/2010, Marini, 10/12/2010, Lombardi, 15/12/2010)
- [5] 02_H61_EG_995_KTB_D0700_15003 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Gesamtbauwerke - Sicherheit gegen Feuereinwirkung

5 ELENCHI

5.1 ELENCO DELLE TABELLE

Tabella 1: Caratterizzazione dell'ammasso.....	6
Tabella 2: Parametri caratteristici dell'ammasso.....	7
Tabella 3: Parametri utilizzati nell'analisi.....	10
Tabella 4: Variazione termica.....	11
Tabella 5: Combinazioni di carico.....	12
Tabella 6: Coefficienti di combinazione.....	13
Tabella 7: Coprifermo minimo.....	17

5.2 ELENCO DELLE ILLUSTRAZIONI

Figura 1: Schematizzazione dell'interfaccia.....	9
--	---

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 Muls 2-3 - Opere generali - Relazione tecnica - Relazione geomeccanica generale
- [2] 02_H61_GD_090_GTB_D0700_21001 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Opere generali Parte 1 - Relazione geomeccanica di dettaglio
- [3] 02_H61_GD_090_GLS_D0700_21011 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Opere generali Parte 1 - Profilo geomeccanico e progettuale di previsione Finestra di Muls e opere annesse
- [4] OP-EI.01.01- Galleria di Base del Brennero-Progetto Esecutivo - Cunicolo Esplorativo Periadriatica ed Opere Propedeutiche ambito Muls - Relazione descrittiva generale-Rev 01, (Becchiega, 06/12/2010, Marini, 10/12/2010, Lombardi, 15/12/2010)
- [5] 02_H61_EG_995_KTB_D0700_15003 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Opere generali - Sicurezza nei riguardi dell'esposizione al fuoco

5.4.2 Normen und Richtlinien

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

5.4.3 Literatur

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

5.4.2 Normativa

- [6] Norme Tecniche delle Costruzioni 2008 – NTC 2008;
- [7] Circolare n.617, Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 14 gennaio 2008
- [8] DM 28/10/2005 , Sicurezza nelle gallerie ferroviarie.
- [9] UNI EN1990:2006 - Eurocodice 0 – Basi per la progettazione strutturale e documento di applicazione nazionale3
- [10] UNI EN 1991-1; Eurocode 1 – Actions on structures – 2010/2011
- [11] UNI EN 1992:2005 - Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo e documento di applicazione nazionale
- [12] UNI EN 1997:2005 - Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica e documento di applicazione nazionale
- [13] UNI EN 1992-1-2:2005 "Progettazione delle strutture in calcestruzzo Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio"
- [14] UNI 11076 del 1 luglio 2003, "Modalità di prova per la valutazione del comportamento di protettivi applicati a soffitti di opere sotterranee, in condizioni di incendi".
- [15] D.M. 16.02.2007 "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione"

5.4.3 Letteratura

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

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

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

ANHANG 1 - FEM-ANALYSE DER INNENSCHALE

APPENDICE 1 - ANALISI FEM DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO

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

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

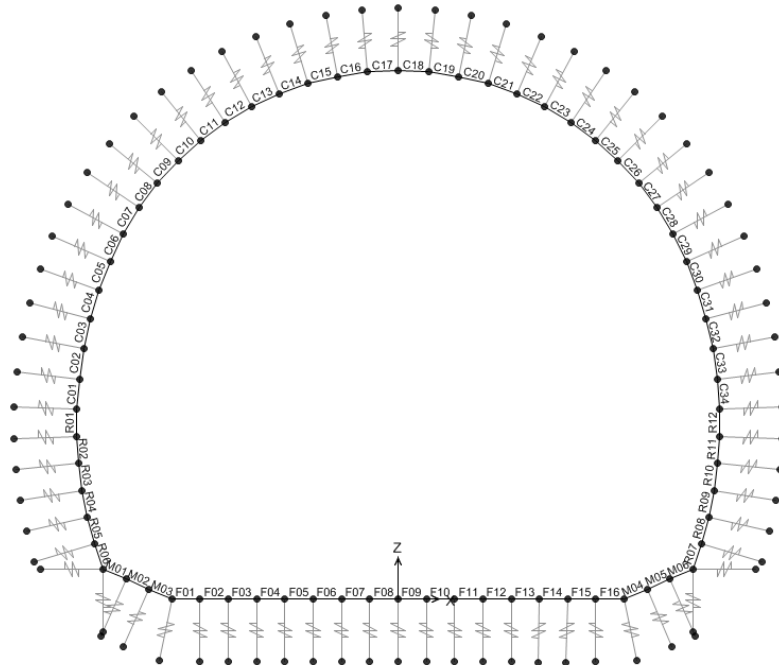


Abbildung 1: Modell M-B-Ea-T

SectionName	Material	Shape	t3
Text	Text	Text	m
C01	C30/37	Rectangular	0.42
C02	C30/37	Rectangular	0.39
C03	C30/37	Rectangular	0.37
C04	C30/37	Rectangular	0.36
C05	C30/37	Rectangular	0.35
C06	C30/37	Rectangular	0.35
C07	C30/37	Rectangular	0.35
C08	C30/37	Rectangular	0.35
C09	C30/37	Rectangular	0.35
C10	C30/37	Rectangular	0.35
C11	C30/37	Rectangular	0.35
C12	C30/37	Rectangular	0.35
C13	C30/37	Rectangular	0.35
C14	C30/37	Rectangular	0.35
C15	C30/37	Rectangular	0.35
C16	C30/37	Rectangular	0.35
C17	C30/37	Rectangular	0.35
C18	C30/37	Rectangular	0.35
C19	C30/37	Rectangular	0.35
C20	C30/37	Rectangular	0.35
C21	C30/37	Rectangular	0.35
C22	C30/37	Rectangular	0.35
C23	C30/37	Rectangular	0.35
C24	C30/37	Rectangular	0.35
C25	C30/37	Rectangular	0.35
C26	C30/37	Rectangular	0.35
C27	C30/37	Rectangular	0.35
C28	C30/37	Rectangular	0.35
C29	C30/37	Rectangular	0.35
C30	C30/37	Rectangular	0.35
C31	C30/37	Rectangular	0.36
C32	C30/37	Rectangular	0.37
C33	C30/37	Rectangular	0.39
C34	C30/37	Rectangular	0.42

Abbildung 2: Stärke der Ausbruchquerschnitte

Illustrazione 1: Modello TIPO M-B-Ea-T

SectionName	Material	Shape	t3
Text	Text	Text	m
F01	C30/37	Rectangular	0.46
F02	C30/37	Rectangular	0.46
F03	C30/37	Rectangular	0.46
F04	C30/37	Rectangular	0.46
F05	C30/37	Rectangular	0.46
F06	C30/37	Rectangular	0.46
F07	C30/37	Rectangular	0.46
F08	C30/37	Rectangular	0.46
F09	C30/37	Rectangular	0.46
F10	C30/37	Rectangular	0.46
F11	C30/37	Rectangular	0.46
F12	C30/37	Rectangular	0.46
F13	C30/37	Rectangular	0.46
F14	C30/37	Rectangular	0.46
F15	C30/37	Rectangular	0.46
F16	C30/37	Rectangular	0.46
M01	C30/37	Rectangular	0.51
M02	C30/37	Rectangular	0.51
M03	C30/37	Rectangular	0.51
M04	C30/37	Rectangular	0.51
M05	C30/37	Rectangular	0.51
M06	C30/37	Rectangular	0.51
R01	C30/37	Rectangular	0.45
R02	C30/37	Rectangular	0.48
R03	C30/37	Rectangular	0.52
R04	C30/37	Rectangular	0.56
R05	C30/37	Rectangular	0.61
R06	C30/37	Rectangular	0.66
R07	C30/37	Rectangular	0.66
R08	C30/37	Rectangular	0.61
R09	C30/37	Rectangular	0.56
R10	C30/37	Rectangular	0.52
R11	C30/37	Rectangular	0.48
R12	C30/37	Rectangular	0.45

Illustrazione 2: Spessore delle sezioni

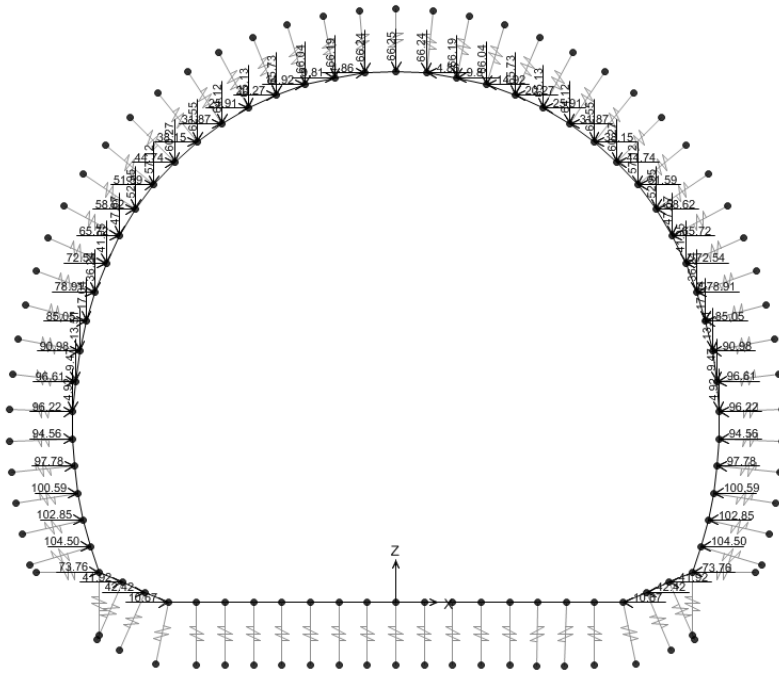


Abbildung 3: Gebirgslast (G5)

Illustrazione 3: Carico della roccia G5

In Folge wird der Belastungsverlauf im Ausbruchquerschnitt bei der gravierendste Kombination GZT06 aufgezeigt

Di seguito viene riportato l'andamento delle sollecitazioni nella sezione nella combinazione più gravosa: SLU06

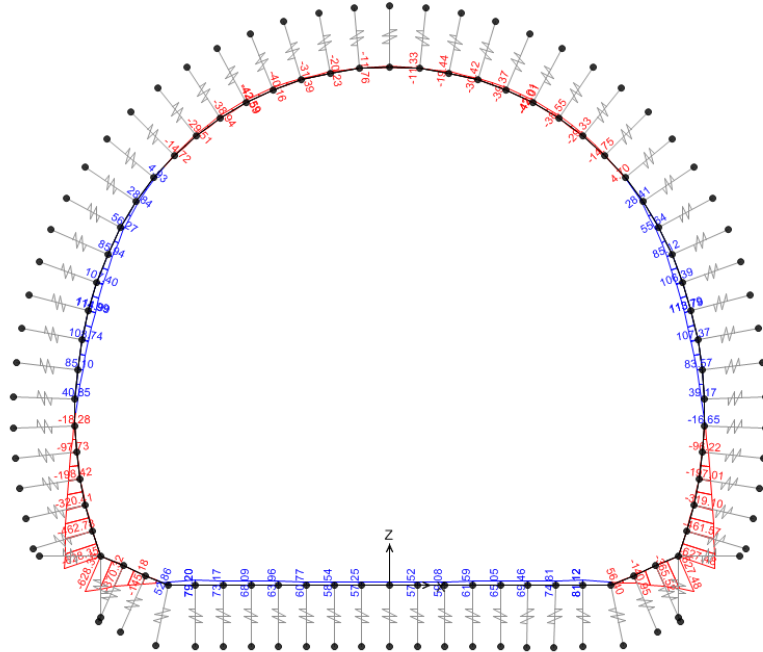


Abbildung 4: GZT06 - Biegemoment

Illustrazione 4: SLU06 - Momento flettente

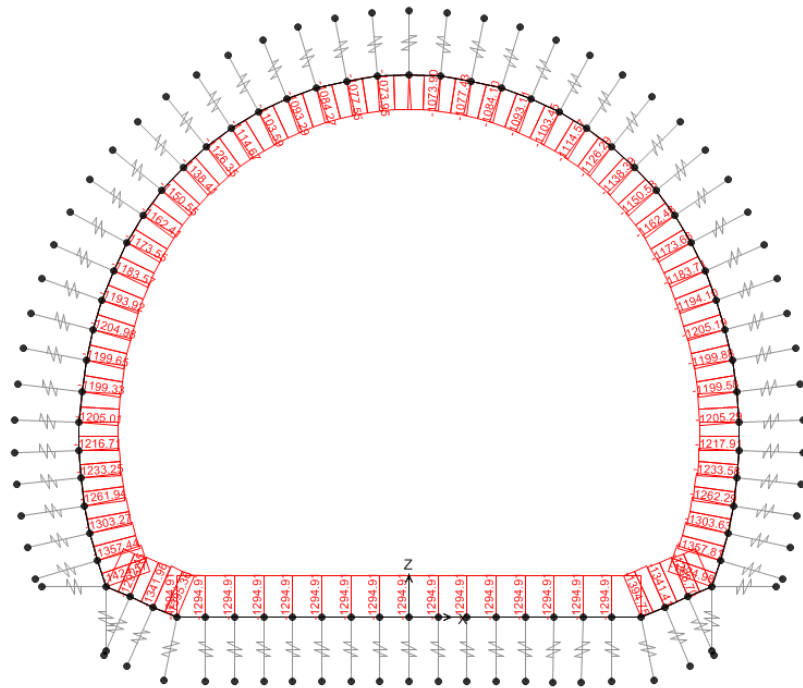


Abbildung 5: GZT06 - Axialwirkung

Illustrazione 5: SLU06 - Azione assiale

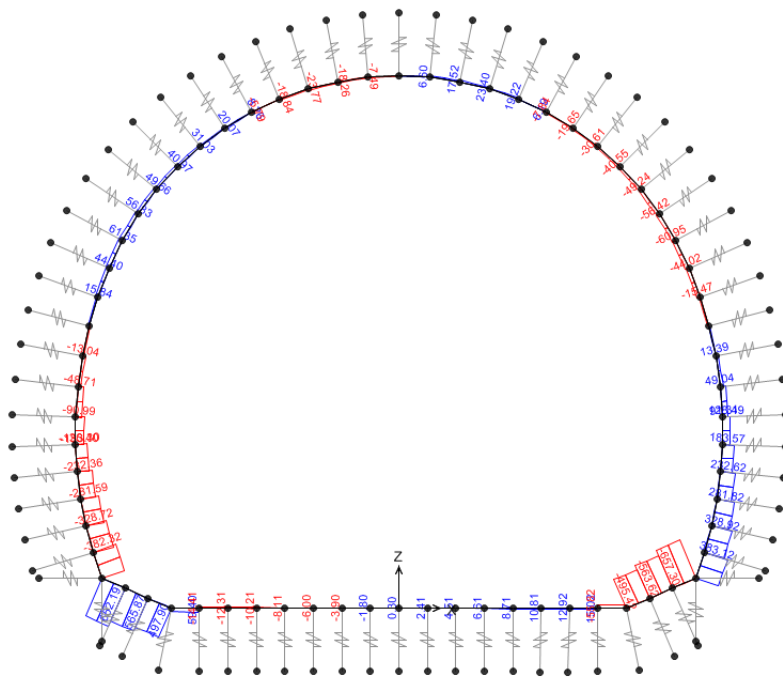


Abbildung 6: GZT06 - Schub

Illustrazione 6: SLU06 - Taglio

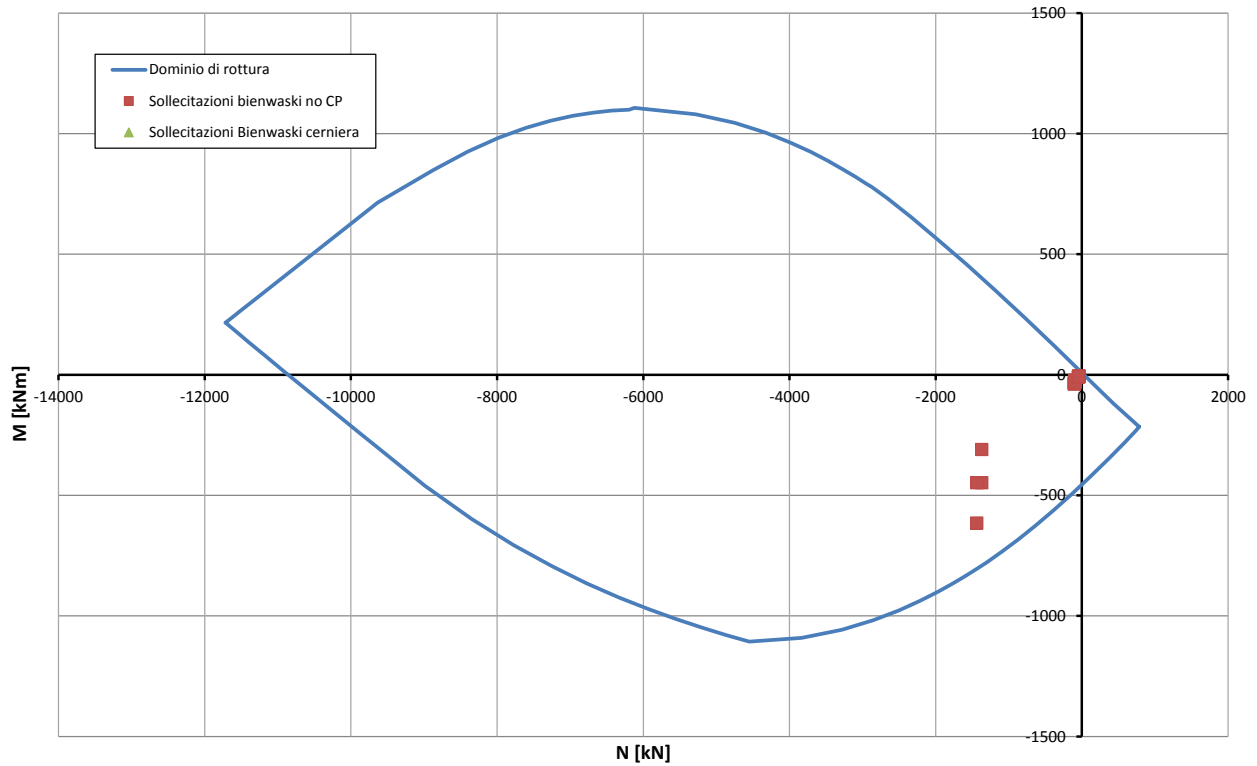


Abbildung 9: Überprüfung auf Beulspannung des Widerlagerfußes (GZT) Illustrazione 9: Verifica a pressoflessione base ritto (SLU)

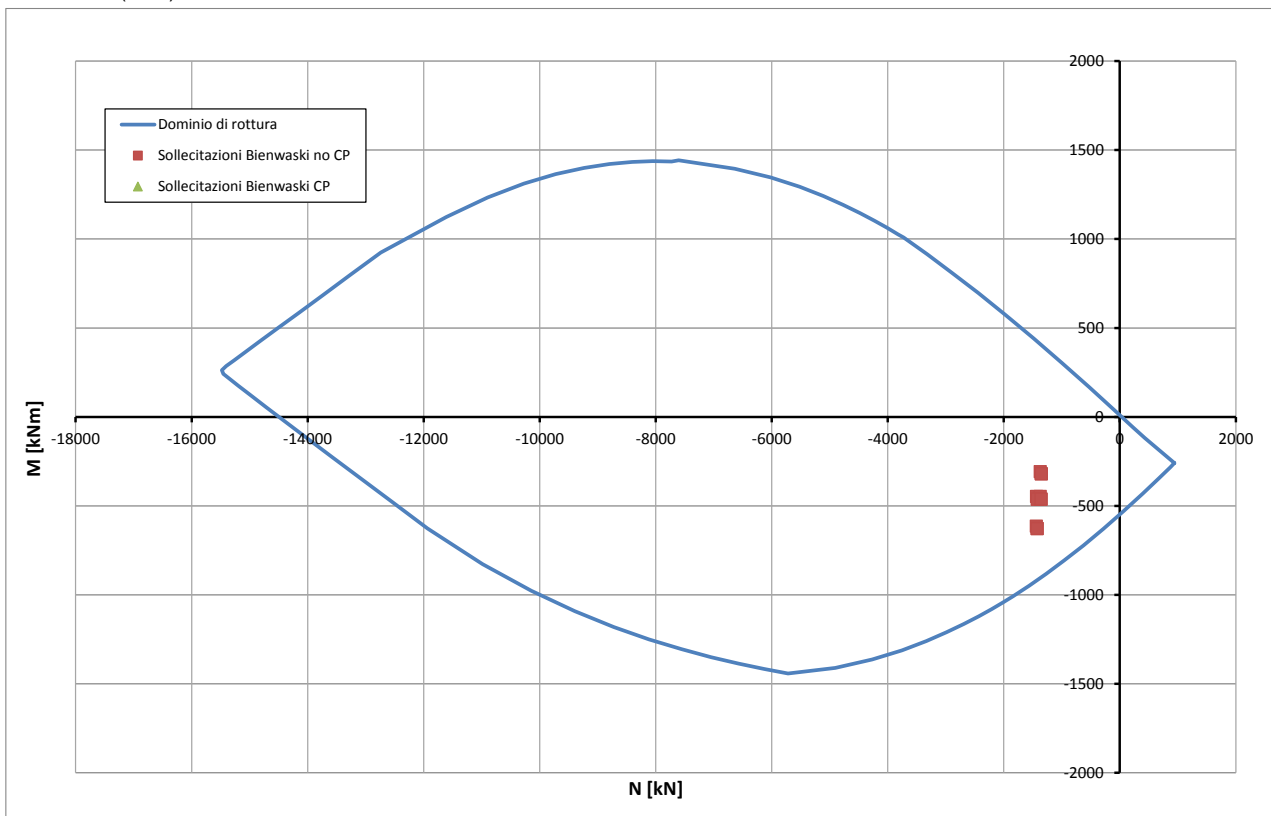


Abbildung 10: Überprüfung auf Beulspannung des Widerlagerfußes (außergewöhnliches GZT) Illustrazione 10: Verifica a pressoflessione base ritto (SLU Eccezionale)

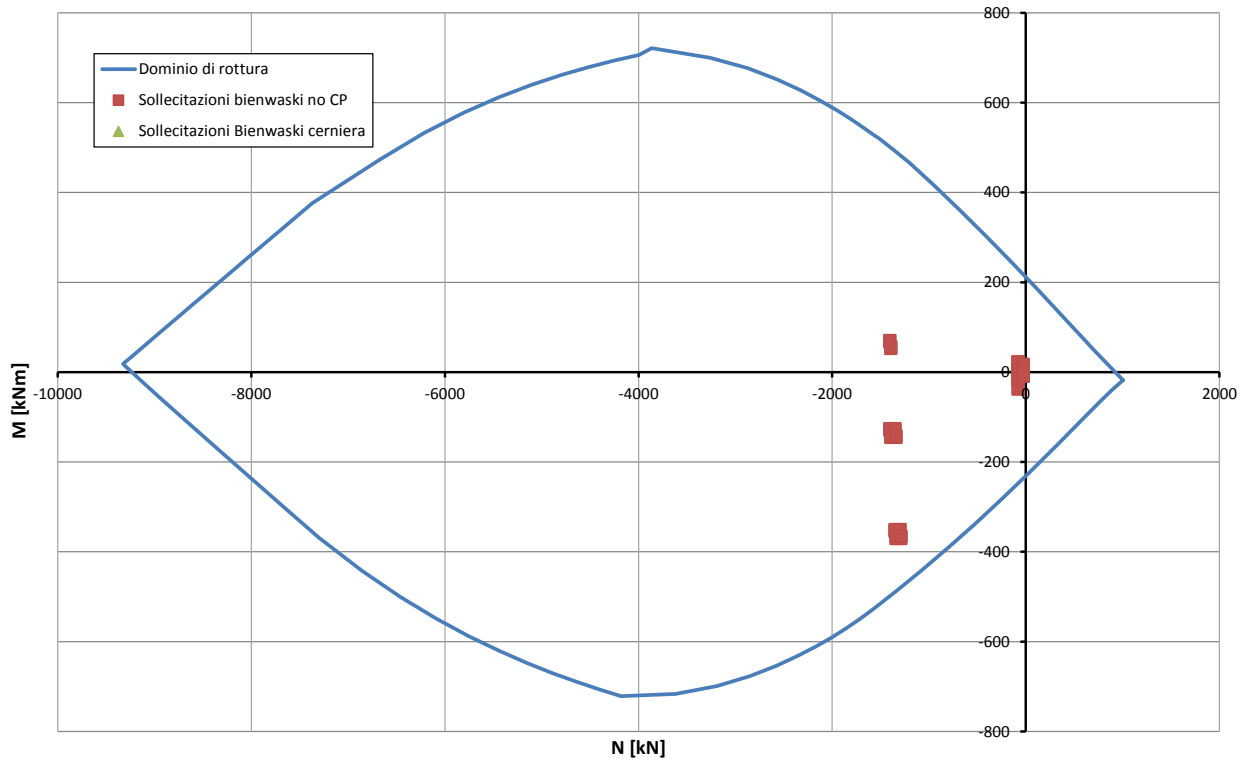


Abbildung 11: Überprüfung auf Beulspannung des Tunnelbogenaufsatzes (GZT)

Illustrazione 11: Verifica a pressoflessione murette (SLU)

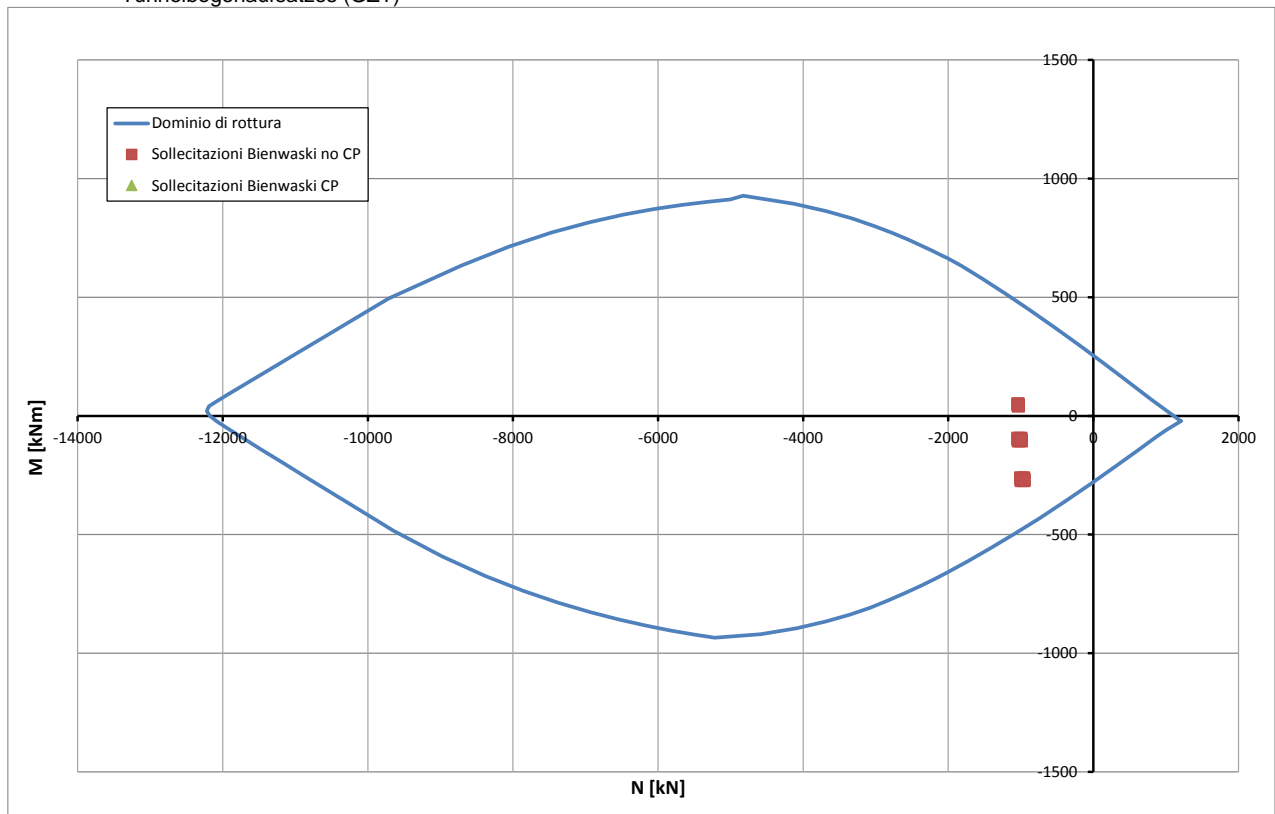


Abbildung 12: Überprüfung auf Beulspannung des Tunnelbogenaufsatzes (außergewöhnliches GZT)

Illustrazione 12: Verifica a pressoflessione murette (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}	=	37	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls		f_{ck}	=	31	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls		f_{cd}	=	16.31	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio		f_{yd}	=	375.00	N/mm ²

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

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente		V_{Ed}	=	386.72	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}		$N(V_{Ed})$	=	1436.60	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}		$M(V_{Ed})$	=	446.46	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione		d	=	602	mm
Larghezza minima della sezione		b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali		\varnothing	=	20	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati		n	=	6.7	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa		A_{sl}	=	2093	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)		ρ_l	=	0.0035	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)		k	=	1.58	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls		v_{min}	=	0.38	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)		σ_{cp}	=	2.39	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima		$V_{Rd,min}$	=	446.59	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)		V_{Rd}	=	466.26	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

Abbildung 13: Querkraftüberprüfung Widerlagerfuß (GZT)

Illustrazione 13: Verifica a taglio base ritto (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}	=	37	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	31	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	16.31	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	375.00	N/mm ²

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

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	661.97	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	1299.48	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	350.11	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	478	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\emptyset	=	16	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	6.7	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	1340	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0028	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.65	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.41	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	2.72	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	390.86	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	390.86	kN

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	α	=	90	°
Diametro ferri a taglio	\emptyset_{sw}	=	12	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	7	--
Passo in direzione asse elemento	s	=	400	mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	753	mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Controllo duttilità (SI = duttile)	0.71	<	9.52	SI
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	22.00	°
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	f'_{cd}	=	8.16	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	=	2.72	N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c	=	1.17	--

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	V_{Rsd}	=	751.25	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	1421.98	kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	751.25	kN

VERIFICA SODDISFATTA.

Abbildung 14: Querkraftüberprüfung der Tunnelbogenaufsätze (GZT)

Illustrazione 14: Verifica a taglio murette (SLU)

STRESS CHARACTERISTICS SLS			M-B-Ea-T
Design value of Axial Force	N_{Sd}	[kN]	1050.47
Design value of Bending Moment	M_{Sd}	[kNm]	469.21
Design value of Shear Force	T_{Sd}	[kN]	0.00
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			M-B-Ea-T
Overall depth of the cross section	h	[mm]	670
Minimum width of the cross section in the tensile area	b_w	[mm]	1000
Effective depth of the cross section	d	[mm]	600.0
Neutral axis depth	x	[mm]	269.6
Maximum concrete stress (- = compression)	σ_c	[N/mm ²]	-10.837
Minimum concrete stress (- = compression)	σ_{c1}	[N/mm ²]	0.000
Maximum steel stress (+ = tension)	σ_s	[N/mm ²]	199.261
Minimum steel stress (+ = tension)	σ_{s1}	[N/mm ²]	0.000
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$	[N/mm ²]	-18.426
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$	[N/mm ²]	360.000
VERIFICATION RESULT			OK
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			M-B-Ea-T
Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days	f_{ck}	[N/mm ²]	30.71
Mean value of axial tensile strength of concrete ($=0.3f_{ck}^{2/3}$ per C≤C50/60)	f_{ctm}	[N/mm ²]	2.942
Characteristic axial tensile strength of concrete ($=0.7f_{ctm}$)	f_{ctk}	[N/mm ²]	2.059
Partial factor of concrete	γ_c	[-]	1.000
Design tensile resistance of concrete	f_{ctd}	[N/mm ²]	2.059
Main value of tensile strength of the concrete in the effective tension area (f_{ctm})	$f_{ct,eff}$	[N/mm ²]	2.942
Elastic modulus of reinforcing steel	E_s	[N/mm ²]	210000
Secant elastic modulus of concrete	E_{cm}	[N/mm ²]	32000
= E_s/E_{cm}	α_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 ²]	133467
Number of rebar in tension area	n_l	[-]	6.7
Rebar main diameter	ϕ_l	[mm]	20
Cross section area of reinforcement in $A_{c,eff}$	A_{sl}	[mm ²]	2094
= $A_s/A_{c,eff}$	$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0157
Main strain	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	‰	0.569
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]	420.67
Crack width	w_k	[mm]	0.239
Crack width limit	w_{lim}	[mm]	0.300
VERIFICATION RESULT			OK

Abbildung 15: Rissüberprüfung am Widerlagerfuß GZG)

Illustrazione 15: Verifica fessurazione base ritto (SLE)

STRESS CHARACTERISTICS SLS			M-B-Ea-T
Design value of Axial Force	N_{Sd}	[kN]	953.73
Design value of Bending Moment	M_{Sd}	[kNm]	278.49
Design value of Shear Force	T_{Sd}	[kN]	0.00
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			M-B-Ea-T
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]	201.2
Maximum concrete stress (- = compression)	σ_c	[N/mm ²]	-10.255
Minimum concrete stress (- = compression)	σ_{c1}	[N/mm ²]	0.000
Maximum steel stress (+ = tension)	σ_s	[N/mm ²]	184.080
Minimum steel stress (+ = tension)	σ_{s1}	[N/mm ²]	0.000
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$	[N/mm ²]	-18.426
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$	[N/mm ²]	360.000
VERIFICATION RESULT			OK
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			M-B-Ea-T
Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days	f_{ck}	[N/mm ²]	30.71
Mean value of axial tensile strength of concrete ($=0.3f_{ck}^{2/3}$ per C≤C50/60)	f_{ctm}	[N/mm ²]	2.942
Characteristic axial tensile strength of concrete ($=0.7f_{ctm}$)	f_{ctk}	[N/mm ²]	2.059
Partial factor of concrete	γ_c	[-]	1.000
Design tensile resistance of concrete	f_{ctd}	[N/mm ²]	2.059
Main value of tensile strength of the concrete in the effective tension area ($f_{ct,eff}$)	$f_{ct,eff}$	[N/mm ²]	2.942
Elastic modulus of reinforcing steel	E_s	[N/mm ²]	210000
Secant elastic modulus of concrete	E_{cm}	[N/mm ²]	32000
= E_s/E_{cm}	α_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 ²]	102933
Number of rebar in tension area	n_l	[-]	6.7
Rebar main diameter	ϕ_l	[mm]	16
Cross section area of reinforcement in $A_{c,eff}$	A_{sl}	[mm ²]	1340
= $A_s/A_{c,eff}$	$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0130
Main strain	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	‰	0.526
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]	412.87
Crack width	w_k	[mm]	0.217
Crack width limit	w_{lim}	[mm]	0.300
VERIFICATION RESULT			OK

Abbildung 16: Rissüberprüfung der Tunnelbogenaufsätze GZG)

Illustrazione 16: Verifica fessurazione murette (SLE)

In folgenden Abbildungen sind die strukturellen Überprüfungen der Ausbruchquerschnitte auf Feuerwiderstand aufgezeigt. In den unbewehrten Ausbruchquerschnitten wurden die Überprüfungen mit einer herabgesetzten Vorsichtsausbruchquerschnittsstärke von 7 cm durchgeführt. Die Überprüfungen an 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.

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, nei ritti 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).

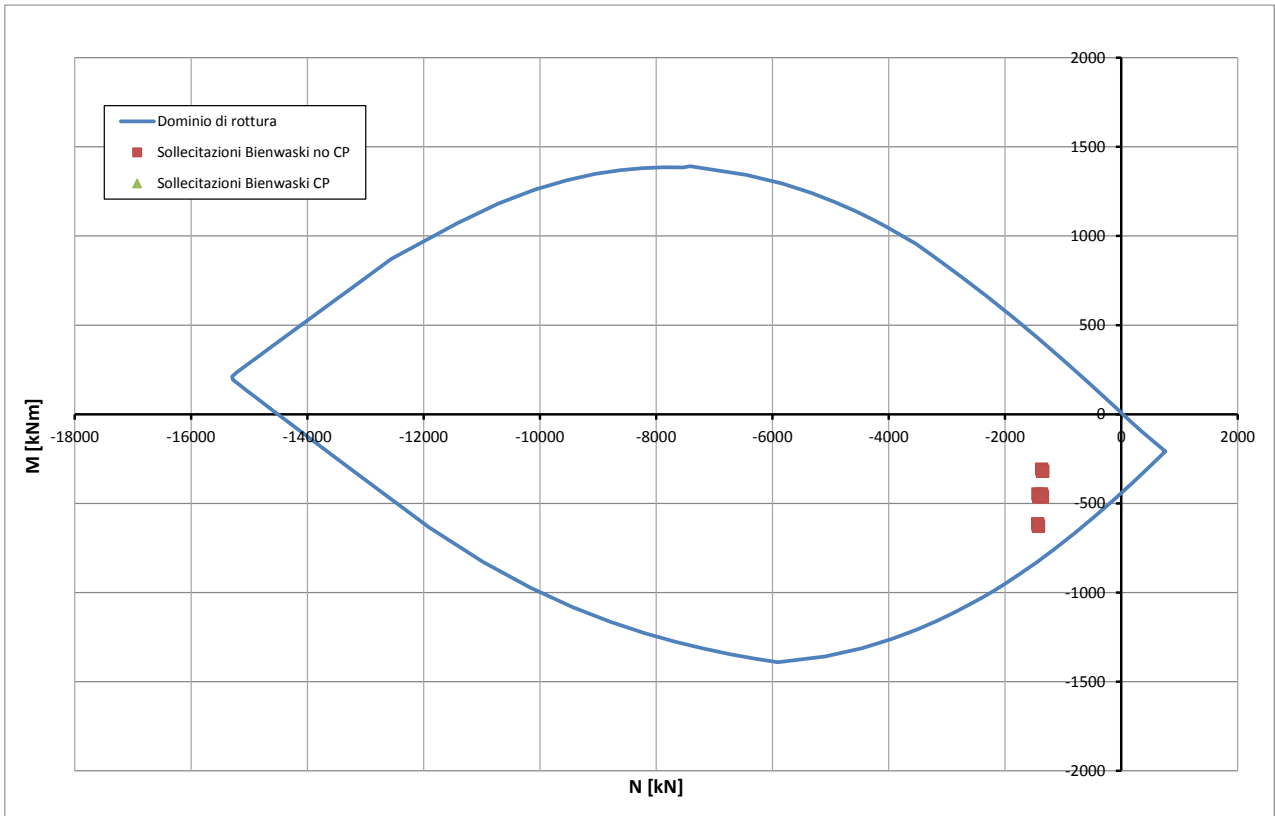


Abbildung 18: Überprüfung auf Beulspannung Widerlagerfuß GZT bzgl. Brand

Illustrazione 18: Verifica a pressoflessione base ritto (SLU) nei confronti del fuoco

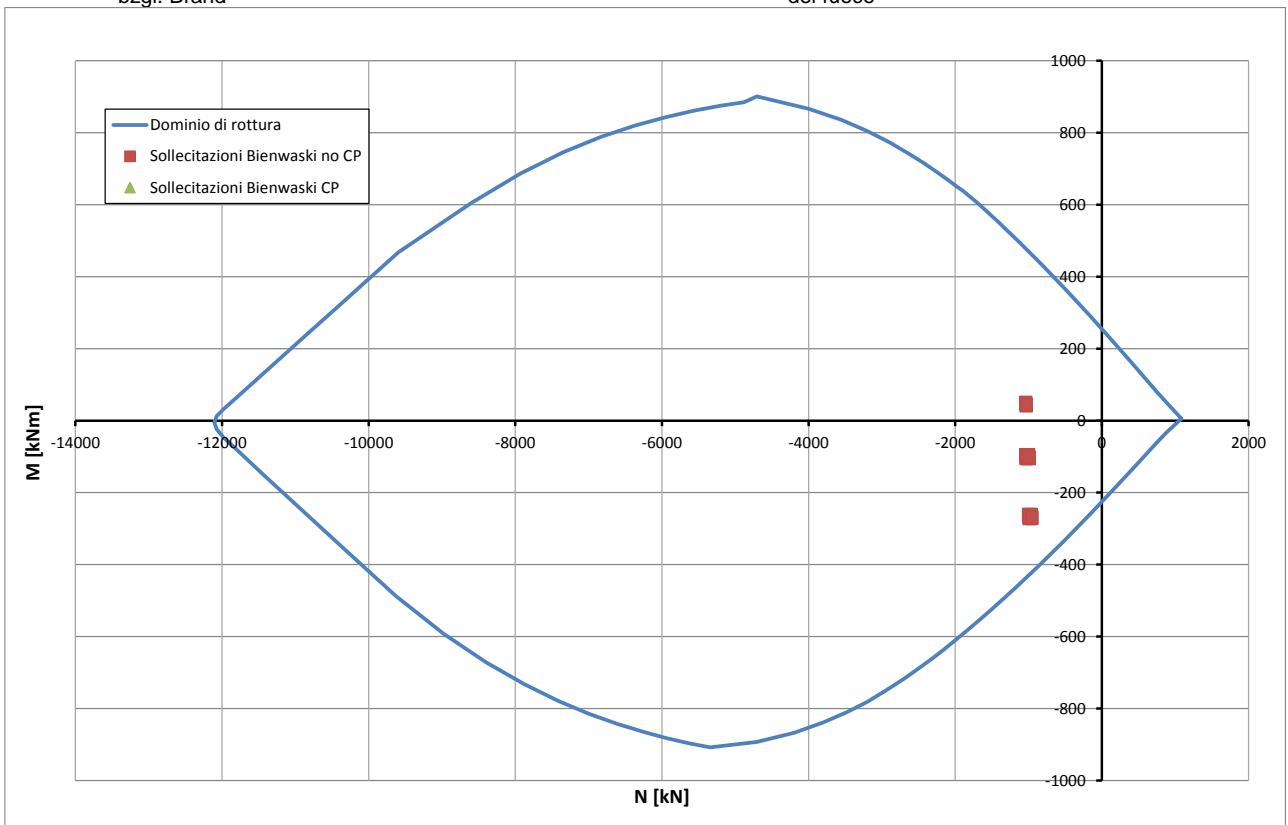


Abbildung 19: Überprüfung auf Beulspannung des Tunnelbogenaufsatzes (GZT) bzgl. Brand mit Bewehrungsreduktion

Illustrazione 19: Verifica a pressoflessione muretta (SLU) nei confronti del fuoco con riduzione dell'armatura

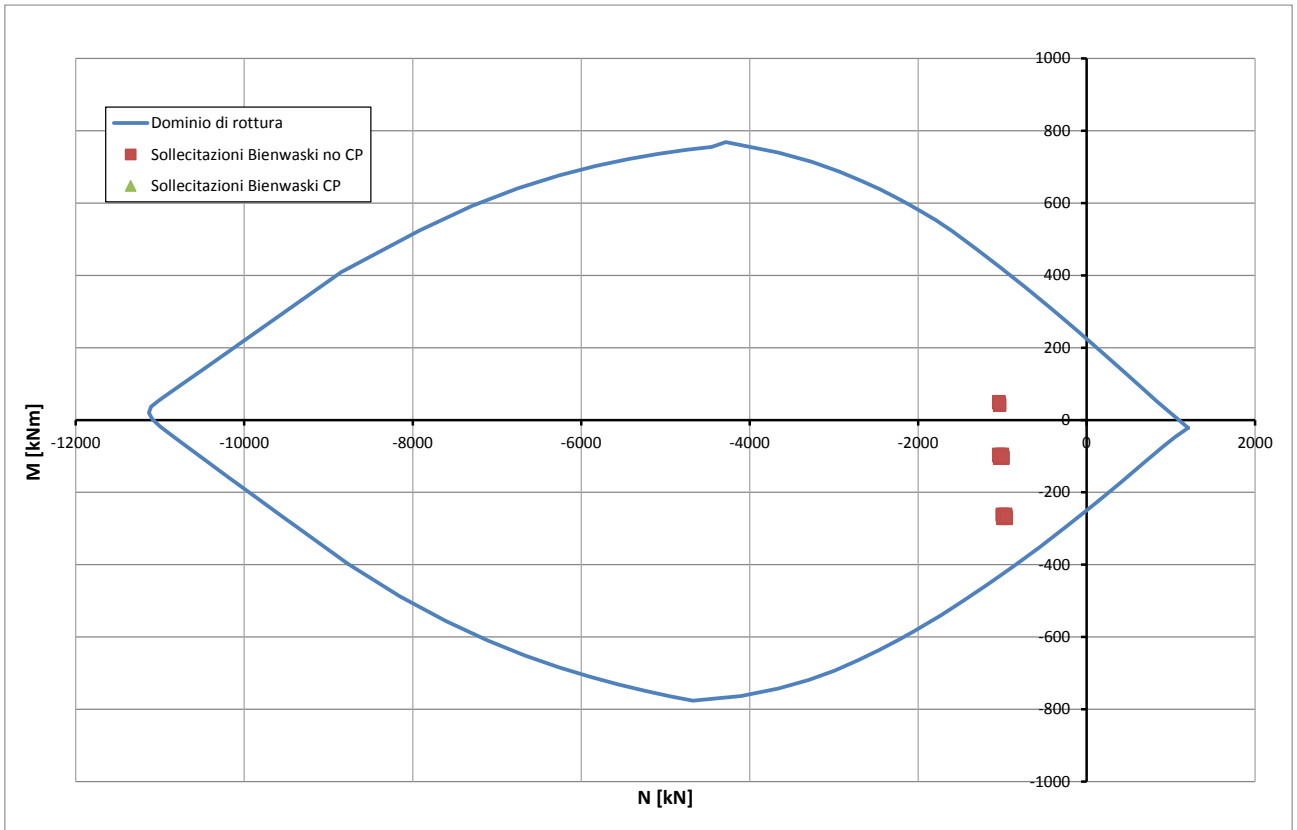


Abbildung 20: Überprüfung auf Beulspannung des Tunnelbogenaufsatzes (GZT) bzgl. Brand mit Schnittreduktion

Illustrazione 20: Verifica a pressoflessione muretta (SLU) nei confronti del fuoco con riduzione della sezione