



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-Eb-T, M-G-C-Eb		Titolo Relazione di calcolo M-Eb-T, M-G-C-Eb	
 RTI 4P <i>Raggruppamento Temporaneo di Imprese 4P</i> <small>via Pio Iler S.r.l., Via G.B. Sammartini 5, 20125 Milano, Tel. +39 026787911, Fax +39 0287152612</small>		<i>Generalplaner / Responsabile integrazioni prestazioni specialistiche</i> Ing. Enrico Maria Pizzarotti <i>Ord. Ingg. Milano N° A 29470</i>	
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.
<i>Fachplaner / il progettista specialista</i> Ing. Enrico Maria Pizzarotti <i>Ord. Ingg. Milano N° A 29470</i>	<i>Fachplaner / il progettista specialista</i>	<i>Fachplaner / il progettista specialista</i>	<i>Fachplaner / il progettista specialista</i>
	Datum / Data	Name / Nome	Gesellschaft / Società
Bearbeitet / Elaborato	30.01.2015	Bignamini	Pro Iter
Geprüft / Verificato	30.01.2015	Rivoltini	Pro Iter
 BBT <i>Galleria di Base del Brennero Brenner Basistunnel BBT SE</i>		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	21061	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	12
4.3.6	Aerodynamischer Druck A1	
4.3.6	Pressione aerodinamica A1.....	12
4.3.7	Aufprall A2	
4.3.7	Urto A2	12
4.3.8	Brand A3	
4.3.8	Incendio A3	12
4.4	EINWIRKUNGSKOMBINATIONEN	
4.4	COMBINAZIONI DI CARICO.....	13
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	14
4.5.1.3	Einwirkungskombinationen	
4.5.1.3	Combinazione delle azioni.....	14

4.5.1.4	Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände	
4.5.1.4	Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze	14
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	17
4.6	BAULICHE DURCHBILDUNG	
4.6	STRUTTURA COSTRUTTIVA	17
4.6.1	Bauliche Durchbildung	
4.6.1	Classe di esposizione e copriferro minimo	17
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
ANHANG 2 - DIMENSIONIERUNG DER SOHLENSTÜTZE		
APPENDICE 2 - DIMENSIONAMENTO DELLA MENSOLA PER IL SOSTEGNO DELLA SOLETTA.....		43

1 EINFÜHRUNG

Der vorliegende Bericht beinhaltet die Bemessung der Innenschale des Muls Fensterstollens, zwischen Kilometrierungen km 0+212 und km 1+479, sowie des Lüftungstunnels, zwischen Kilometrierungen km 0 und km 0+085, welche konventionell vorgetrieben werden.

Zwischen den obengenannten Kilometrierungen sind zwei unterschiedliche Innenschalenausbruchquerschnitte vorgesehen: M-Eb-T im Muls Fensterstollen und M-G-C-Eb im Lüftungstunnel. Die Modellierung, Gegenstand dieses Berichts, wird vorsichtshalber für beide 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 20 m bis 1205 m reichen.

Der Ausbruch der Querschnitte M-Eb-T und M-G-C-Eb hat eine maximale Breite und Höhe jeweils von ca. 11 m und 9.5 m.

Die Innenschale besteht aus Ortbeton der Festigkeitsklasse C30/37 mit einer gleichmäßigen Stärke von 35 cm an der Kappe und variabel von 35 bis 67 cm an Widerlagern und Tunnelbogenaufsätzen. Der Bogen wird von einem Gegengewölbe abgeschlossen mit Stärken von jeweils 6 cm (M-Eb-T) und 41 cm (M-G-C-Eb).

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 km 0+212 e km 1+479, e della galleria di ventilazione, tra le progressive km 0 e km 0+085.

Tra le sopracitate progressive sono previste due diverse sezioni tipo di rivestimento definitivo: M-Eb-T nella Finestra di Mules e M-G-C-Eb nella galleria di ventilazione. 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 20 m ad un massimo di 1205 m.

Lo scavo delle sezioni M-Eb-T e M-G-C-Eb presenta una larghezza e un'altezza massima rispettivamente di 11 m e di 9.5 m circa.

Il rivestimento definitivo è costituito da calcestruzzo C30/37 gettato in opera con spessore costante di 35 cm in calotta e variabile da un minimo di 35 a un massimo di 67 cm nei ritti e nelle murette. L'arco è chiuso da una soletta di spessore pari rispettivamente a 6 cm (M-Eb-T) e 41 cm (M-G-C-Eb).

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:

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

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

Dove:

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

2.2 ACCIAIO DA ARMATURA

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

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

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

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 1 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

Tabella 1: Caratterizzazione dell'ammasso

Wobei:

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

Dove:

- γ è il peso di volume naturale dell'ammasso roccioso.

- 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*

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.

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

- σ_{ci} è la resistenza a compressione monoassiale di matrice.
- m_i è un parametro di curvatura dell'involuppo di rottura triassiale del materiale roccia.
- E_i è il modulo di deformazione di matrice.
- RMR è il *Rock Mass Rating 1989*.
- CAI è l'*indice di abrasività Cerchar*.
- GSI è il *Geological Strength Index*.

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].

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

$$BRMR = RMR - R_6$$

Wobei:

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

Dove:

- 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 M-B-Eb-T	0	0+175			
Ramo "A" Mules					
M-A-Ea-T M-A-Eb-T	0	0+171			

Tabelle 2: Typische Parameter des 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 $60'000 \text{ kN/m}^3$ 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;
- 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 $60'000 \text{ kN/m}^3$ 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.

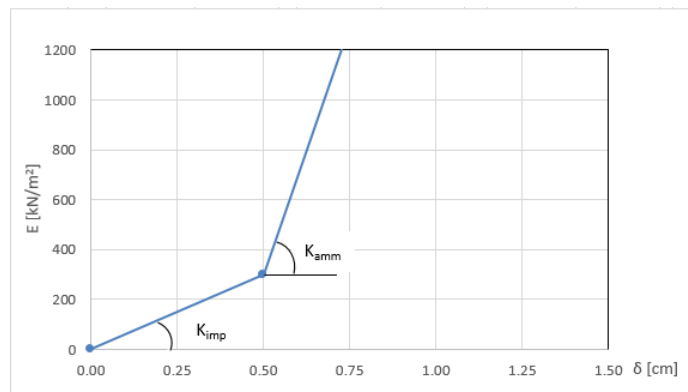


Abbildung 1: Schematisierung der Schnittstelle:

Figura 1: Schematizzazione dell'interfaccia

An dem Tunnelbogenaufsatz wurde die Inneschale durch ein Scharnier an die Erde gebunden.

In corrispondenza della muretta il rivestimento è stato vincolato a terra mediante una cerniera.

4.2.1 Modellierung der Bettung

Zur Bestimmung der radialen Bettung der Innenschale im Gebirge/Boden wird das Elastizitätsmodul 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.

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

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.

4.3.1 Peso proprio G1

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

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

In diesem Lastzustand werden das Gewicht der Mittelsohle von 43,47 kN sowie des dazugehörigen Transportmoments von 18,77 kNm eingesetzt.

4.3.2 Gebirgslast G5

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

Diese Aktionen ergeben sich aus verschiedenen Beiträgen welche in vertikaler und horizontaler Richtung agieren.

Die vertikale Komponente ist mit folgendem Verhältnis zu berechnen:

$$P_v = \gamma * z + P_{v_{\text{Bieniawski}}}$$

Wobei:

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

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

In questa condizione di carico viene inserito il peso della soletta intermedia pari a 43,47 kN e il relativo momento di trasporto pari a 18,77 kNm.

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:

- γ 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.
- $P_{v_{\text{Bieniawski}}}$ è il carico di riferimento dell'ammasso in calotta definito secondo la teoria di Bieniawski mediante la seguente relazione:

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

Wobei:

- γ = 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:

- γ 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:

$$P_h = P_{v_{\text{Bieniawski}}} * K_0 + \gamma * z * K_0$$

Sezione tipo	k0	γ [kN/m^3]	b[m]	BRMR	$P_{v_{\text{Bieniawski}}}$
M-Eb-T	0.750	26.5	10.42	50	138

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.

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.

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.

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 4.3.84.3.8.

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)).

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 4.3.8.

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 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.

In diesem Lastzustand werden Druck und Unterdruck auf die Mittelsohle mit einer vertikalen Last von $\pm 94 \text{ kN}$ sowie dem dazugehörige Transportmoment von $\pm 40.59 \text{ kNm}$ (GZG-Werte) eingesetzt.

4.3.7 Aufprall A2

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

4.3.8 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 160 mm;
- Betondeckung 'a' (Achsenabstand der Bewehrung von der ausgesetzten Oberfläche) größer als 35 mm.

Beide Voraussetzungen sind zufriedenstellend.

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 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.

In questa condizione di carico è stata inserita la pressione e depressione sulla soletta intermedia con un carico verticale pari a $\pm 94 \text{ kN}$ e il relativo momento di trasporto pari a $\pm 40.59 \text{ kNm}$ (valori SLE).

4.3.7 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.

4.3.8 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 160 mm;
- copriferro 'a' (distanza dell'asse delle armature dalla superficie esposta) maggiore di 35 mm.

Entrambi i requisiti sono soddisfatti.

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:

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:

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
Einwirkungskombination / Combinazioni	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)
	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					
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: Einwirkungskombinationen Innenschale

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 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 /	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 berücksichtig 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:

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: $\alpha_{ct,pl.} = 0,80$

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.

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:

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.

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.

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. 4.1.2.1.2.3.

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:

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

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

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

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

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

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 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 6 befinden sich die bei Einwirkungskombinationen zu berücksichtigenden Beiwerten. Die Kombinationsbeiwerte werden gemäß Tabelle 6 berücksichtigt.

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 Einwirkungskombinationen

4.5.2.3 Combinazioni delle azioni

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

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 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 Ermittlung der Verformungen

4.5.2.5 Calcolo delle deformazioni

Die Ermittlung der Systemverformung erfolgt im GZG unter Berücksichtigung der Kombinationsregeln mit den

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.

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.

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:

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:

	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:

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

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

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

wobei:

dove:

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

- 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

4.7 RISULTATI

Die Berechnungen in Anhang 1 zeigen, dass der Ausbruchquerschnitt keine Bewehrung am oberen Teil der Kappe benötigt, während er diese an den Widerlagern und an einem ca. 80 cm großen Teil der Kappe (die ersten 3 C-Elemente) erfordert. Diese Bewehrung wird aus $\varnothing 24$ mm, Abstand 15 cm, mit $\varnothing 12$ mm Verteilungsabstand 15 cm an den Widerlagern und aus $\varnothing 16$ mm, Abstand 15cm, mit $\varnothing 10$ mm, Abstand 15 cm im bewehrten Kappenteil, bestehen. Eine Schubbewehrung ist nicht erforderlich.

Le analisi riportate in Appendice 1 mostrano che la sezione non necessita di armatura nella porzione di calotta superiore mentre richiede un'armatura in corrispondenza dei ritti e di una porzione di calotta di circa 80 cm (primi 3 elementi C). Tale armatura sarà costituita da $\varnothing 24$ mm a passo 15 cm, con $\varnothing 12$ mm a passo 15 cm di ripartizione nei ritti e da $\varnothing 20$ mm a passo 15 cm, con $\varnothing 10$ mm a passo 15 cm nella porzione di calotta armata. Non è richiesta armatura a taglio.

Der Einfall der Widerlager ist von 150 kg/m^3 .

L'incidenza dei ritti è di 150 kg/m^3 .

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

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

5 VERZEICHNISSE

5.1 TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: Charakterisierung des Gebirges.....	6
Tabelle 2: Typische Parameter des Gebirges	7
Tabelle 3: Bei der Analyse benutzte Parameter.....	10
Tabelle 4: Temperatureinwirkung.....	11
Tabelle 5: Einwirkungskombinationen Innenschale.....	13
Tabelle 6: Kombinationsbeiwerte	14
Tabelle 7: Mindestbetondeckung	17

5.2 ABBILDUNGSVERZEICHNIS

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

5.3 ANLAGENVERZEICHNIS

- ANHANG 4 - FEM-ANALYSE DER INNENSCHALE
- ANHANG 2 - DIMENSIONIERUNG DER SOHLENSTÜTZE

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

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	13
Tabella 6: Coefficienti di combinazione.....	14
Tabella 7: Copriferro minimo.....	17

5.2 ELENCO DELLE ILLUSTRAZIONI

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

5.3 ELENCO APPENDICI

- APPENDICE 1 - ANALISI FEM DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO
- APPENDICE 2 - DIMENSIONAMENTO DELLA MENSOLA PER IL SOSTEGNO DELLA SOLETTA

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 -

Mauls 2-3 – Gesamtbauwerke - Sicherheit gegen Feuereinwirkung

D0700: Lotto Mules 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 in Bahntunnels
- [9] UNI EN1990:2006 - Eurocodice 0 – Grundlagen für strukturelle Planung und Dokumentation zur nationalen Umsetzung 3 ;
- [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"

5.4.2 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 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

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

- [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

ANHANG 1 - FEM-ANALYSE DER INNENSCHALE

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

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.

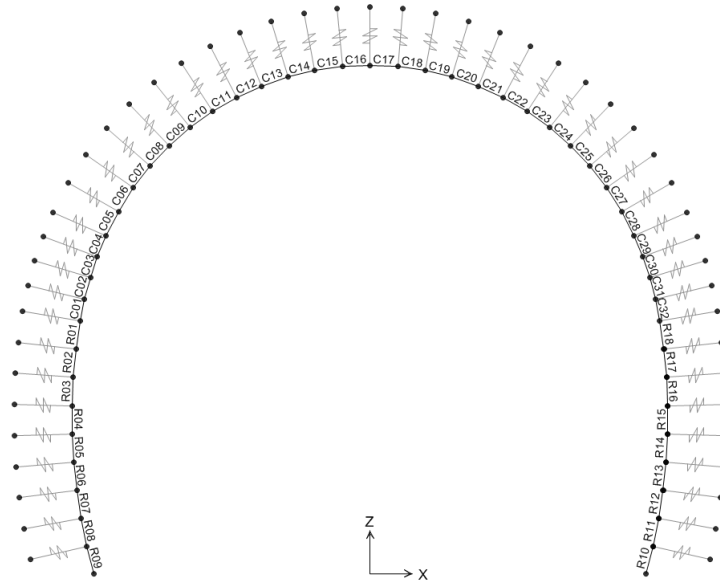


Abbildung 1: Modell M-Eb-T

Illustrazione 1: Modello M-Eb-T

SectionName	Material	Shape	t3
Text	Text	Text	m
C01	C30/37	Rectangular	0.35
C02	C30/37	Rectangular	0.35
C03	C30/37	Rectangular	0.35
C04	C30/37	Rectangular	0.35
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	0.35
C32	C30/37	Rectangular	0.35

Abbildung 2: Stärke der Ausbruchquerschnitte

SectionName	Material	Shape	t3
Text	Text	Text	m
R01	C30/37	Rectangular	0.67
R02	C30/37	Rectangular	0.55
R03	C30/37	Rectangular	0.45
R04	C30/37	Rectangular	0.45
R05	C30/37	Rectangular	0.46
R06	C30/37	Rectangular	0.48
R07	C30/37	Rectangular	0.53
R08	C30/37	Rectangular	0.40
R09	C30/37	Rectangular	0.35
R10	C30/37	Rectangular	0.35
R11	C30/37	Rectangular	0.40
R12	C30/37	Rectangular	0.53
R13	C30/37	Rectangular	0.48
R14	C30/37	Rectangular	0.46
R15	C30/37	Rectangular	0.45
R16	C30/37	Rectangular	0.45
R17	C30/37	Rectangular	0.55
R18	C30/37	Rectangular	0.67

Illustrazione 2: Spessore delle sezioni

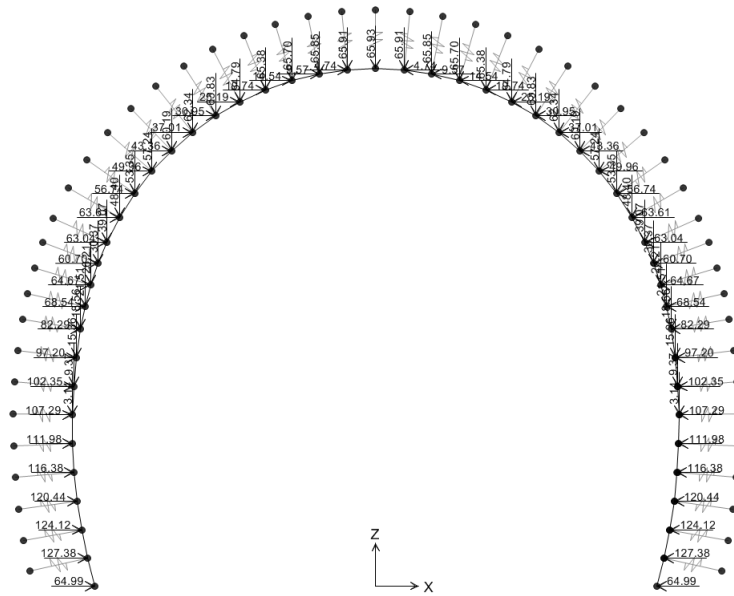


Abbildung 3: Gebirgslast (G5)

Illustrazione 3: Carico della roccia G5

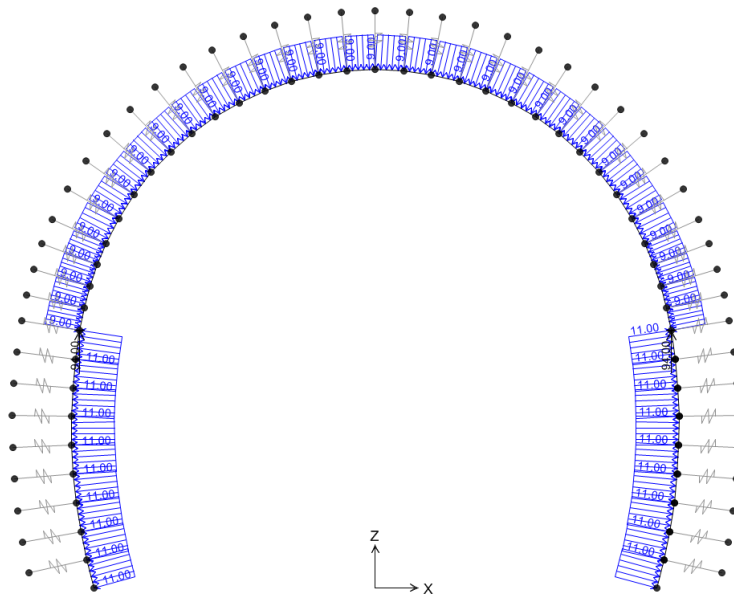


Abbildung 4: Druck (A1)

Illustrazione 4: Pressione A1

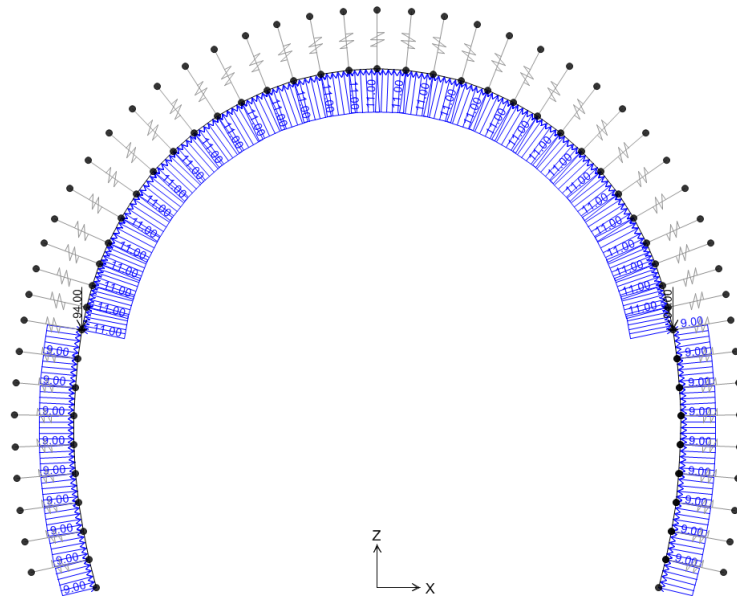


Abbildung 5: Sog (A1)

Illustrazione 5: Aspirazione A1

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

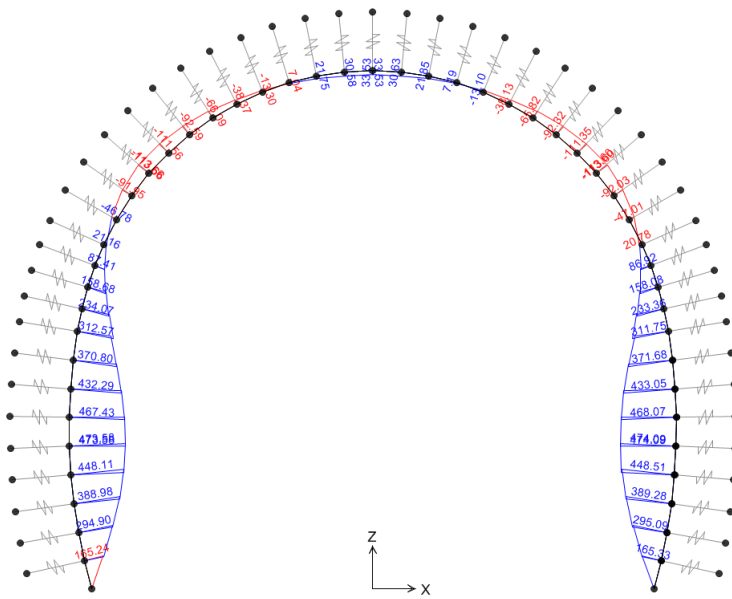


Abbildung 6: GZT06 - Biegemoment

Illustrazione 6: SLU06 - Momento flettente

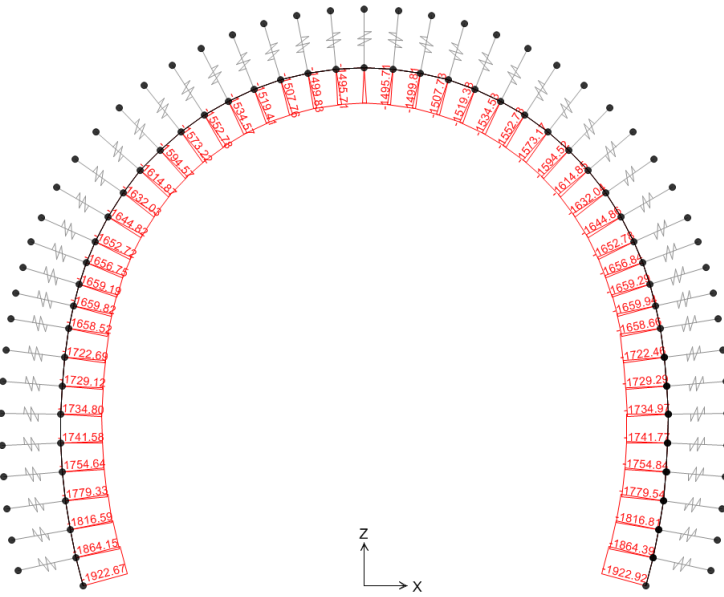


Abbildung 7: GZT06 - Axialwirkung

Illustrazione 7: SLU06 - Azione assiale

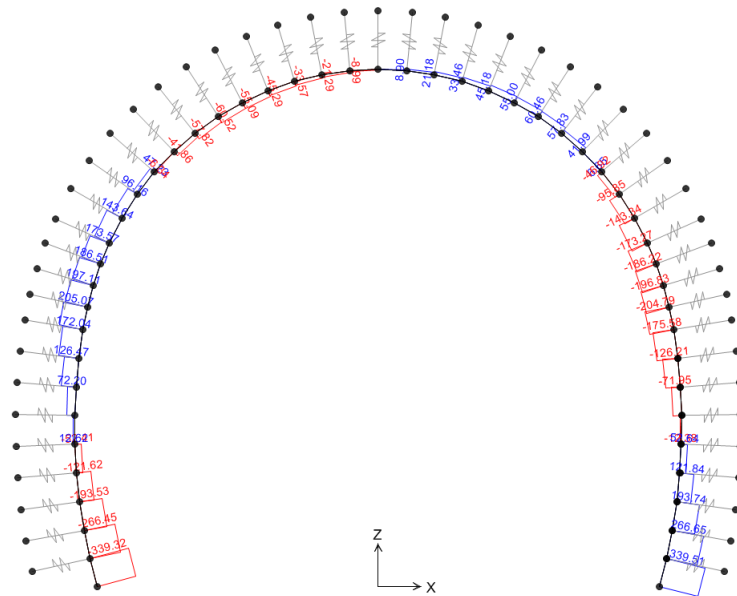


Abbildung 8: GZT06 - Schub

Illustrazione 8: SLU06 - Taglio

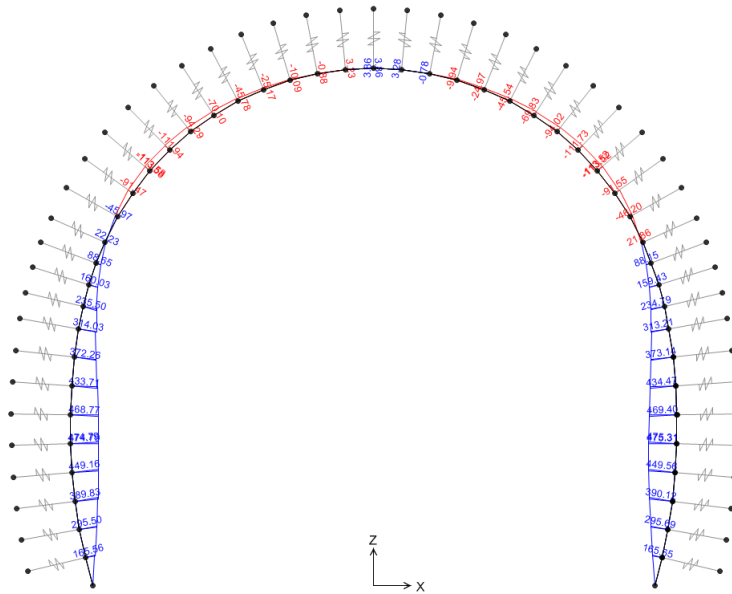


Abbildung 9: GZT06 - Biegemoment nach Anwendung des Pöttler

Illustrazione 9: SLU06 - Momento flettente dopo l'applicazione del Pöttler

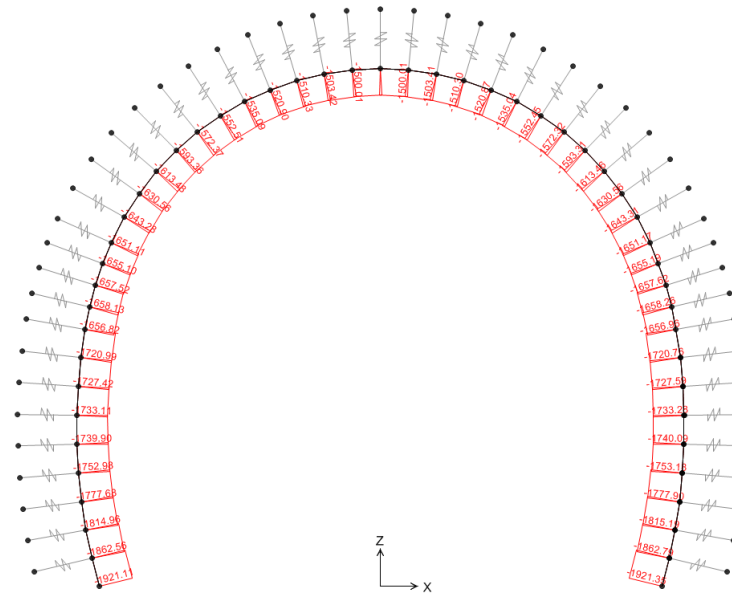


Abbildung 10: GZT06 - Axialwirkung nach Anwendung des Pöttler

Illustrazione 10: SLU06 - Azione assiale dopo l'applicazione del Pöttler

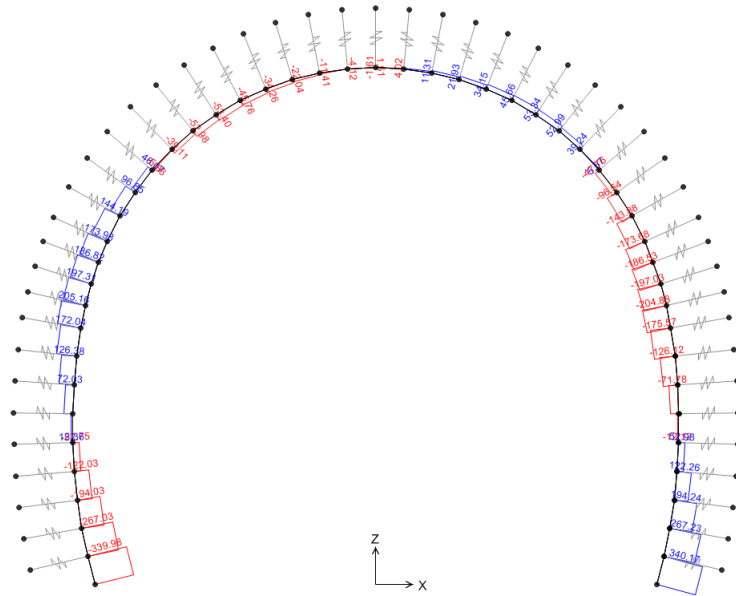


Abbildung 11: GZT06 - Schub nach Anwendung des Pöttler

Illustrazione 11: SLU06 - Taglio dopo l'applicazione del Pöttler

VERIFICA DELLA SEZIONE NON ARMATA CONSIDERANDO LA NAZIONALE F _{td}												VERIFICA DELLA SEZIONE NON ARMATA CONSIDERANDO LA NAZIONALE F _{td}											
Positive le trazioni												Positive le trazioni											
VERIFICA A PRESSIONI												VERIFICA A TAGLIO											
Positiva le compressioni												Positiva le compressioni											
VERIFICA A PRESSIONI												VERIFICA A TAGLIO (EN 1998)											
Positive le trazioni												Positive le compressioni											
ESEMPIO DI VERIFICA DI UNA TRAVE CON SEZIONE RETTANGOLARE												ESEMPIO DI VERIFICA DI UNA TRAVE CON SEZIONE RETTANGOLARE											
... (numerous rows of data) (numerous rows of data) ...											

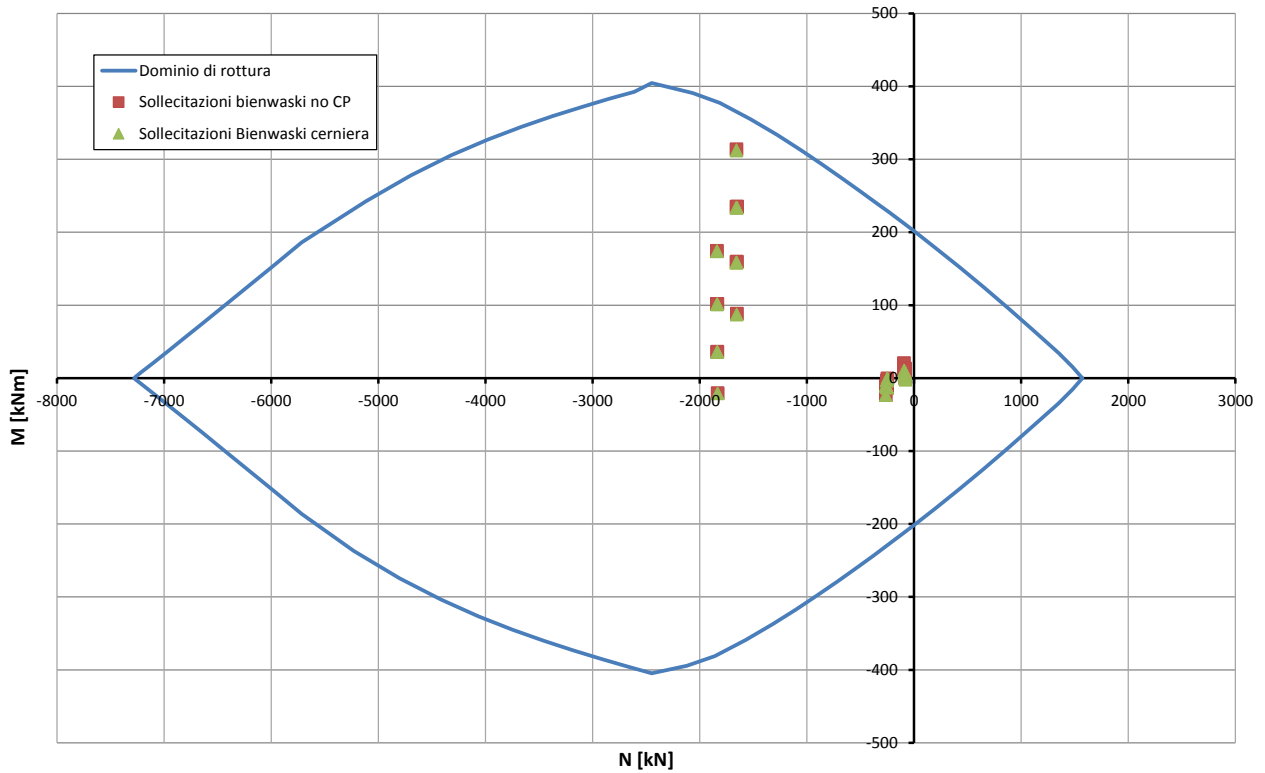


Abbildung 14: Überprüfung auf Beulspannung an der Kappenbasis (GZT)

Illustrazione 14: Verifica a pressoflessione base calotta (SLU)

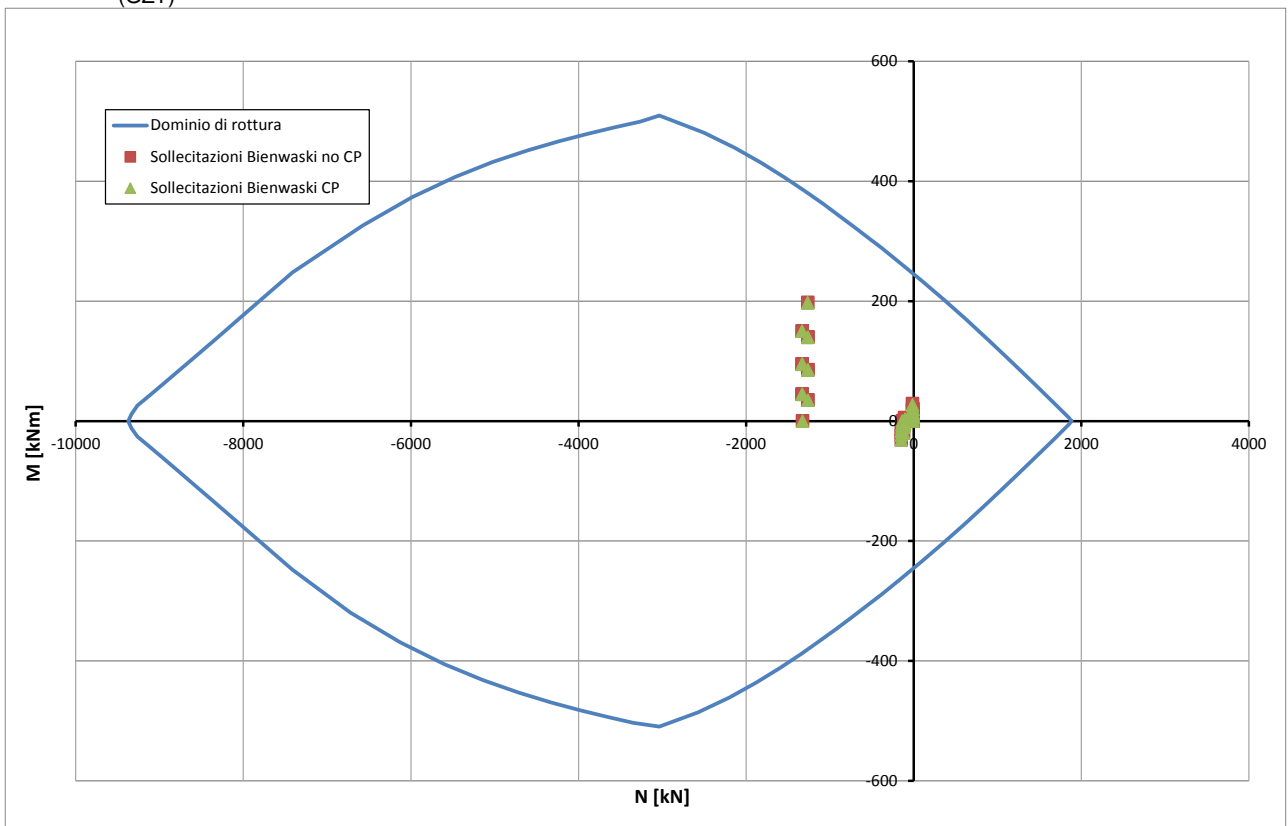


Abbildung 15: Überprüfung auf Beulspannung an der Kappenbasis (außergewöhnliches GZT)

Illustrazione 15: Verifica a pressoflessione base calotta (SLU Eccezionale)

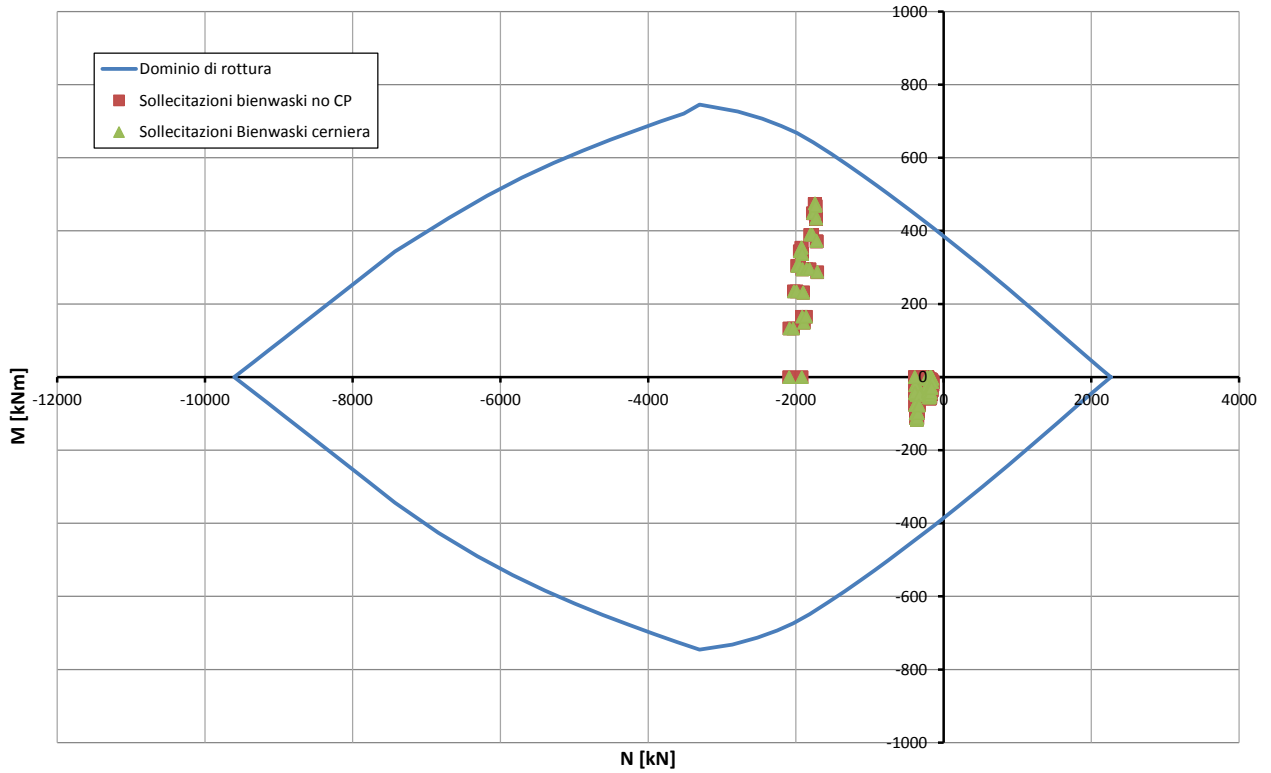


Abbildung 16: Überprüfung auf Beulspannung der Widerlager (GZT) Illustrazione 16: Verifica a pressoflessione ritto (SLU)

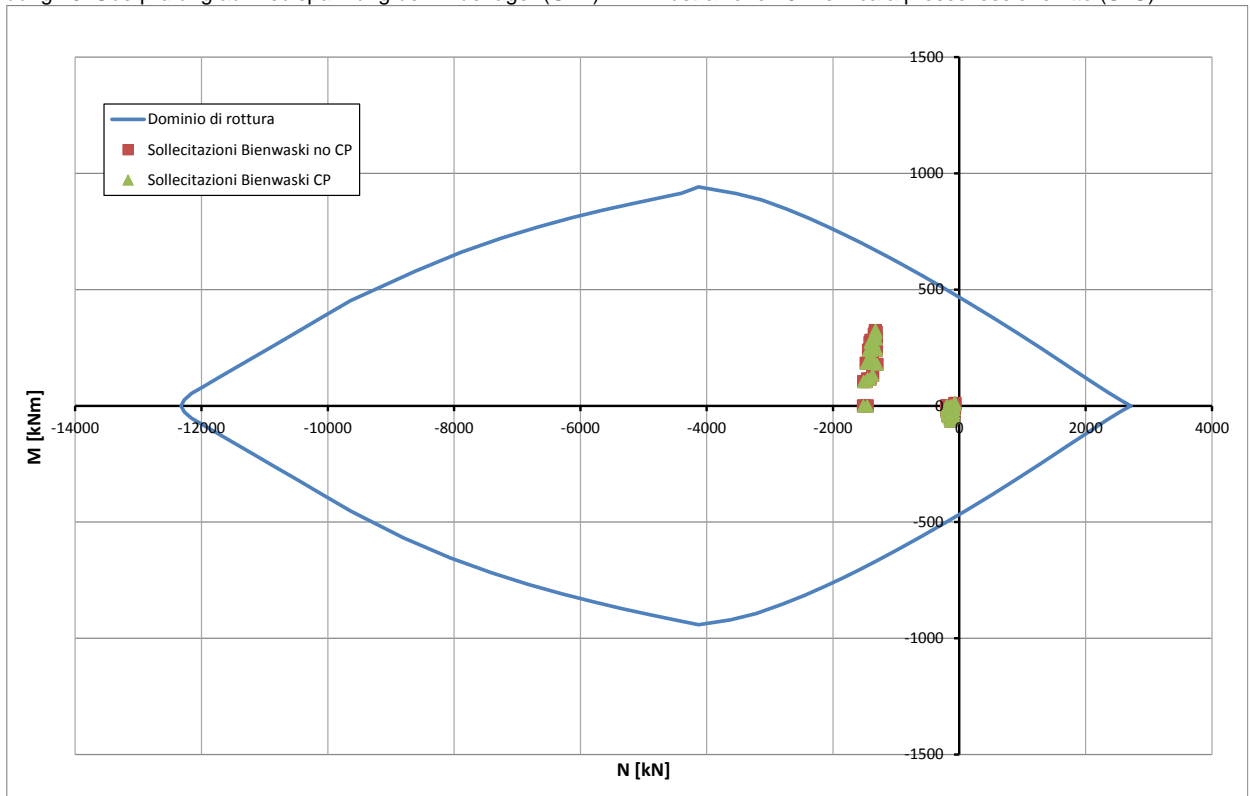


Abbildung 17: Überprüfung auf Beulspannung der Widerlager (außergewöhnliches GZT) Illustrazione 17: Verifica a pressoflessione ritto (SLU Eccezionale)

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}	=	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}	=	205.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}		$N(V_{Ed})$	=	1652.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}		$M(V_{Ed})$	=	235.50	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione		d	=	280	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	=	0.0075	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)		k	=	1.85	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls		v_{min}	=	0.49	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)		σ_{cp}	=	3.26	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima		$V_{Rd,min}$	=	273.16	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)		V_{Rd}	=	313.25	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

Abbildung 18: Querkraftüberprüfung an der Kappenbasis (GZT)

Illustrazione 18: Verifica a taglio base calotta (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}	=	340.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	1918.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	165.00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	279	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	24	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	6.7	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	3013	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0108	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.85	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.49	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	3.26	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	272.35	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	335.20	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	\varnothing_{sw}	=	12	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	6.7	--
Passo in direzione asse elemento	s	=	500	mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	753	mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Controllo duttilità (SI = duttile)	0.56	<	10.20	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}	=	6.87	N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c	=	1.25	--

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	V_{Rsd}	=	350.79	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	889.30	kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	350.79	kN

VERIFICA SODDISFATTA.

Abbildung 19: Querkraftüberprüfung der Widerlager (GZT)

Illustrazione 19: Verifica a taglio ritto (SLU)

STRESS CHARACTERISTICS SLS			M-Eb-T
Design value of Axial Force	N_{Sd}	[kN]	1206.41
Design value of Bending Moment	M_{Sd}	[kNm]	205.76
Design value of Shear Force	T_{Sd}	[kN]	0.00
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			M-Eb-T
Overall depth of the cross section	h	[mm]	350
Minimum width of the cross section in the tensile area	b_w	[mm]	1000
Effective depth of the cross section	d	[mm]	280.0
Neutral axis depth	x	[mm]	169.5
Maximum concrete stress (- = compression)	σ_c	[N/mm ²]	-14.559
Minimum concrete stress (- = compression)	σ_{c1}	[N/mm ²]	0.000
Maximum steel stress (+ = tension)	σ_s	[N/mm ²]	142.304
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-Eb-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]	60167
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
= $A_s/A_{c,eff}$	$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0348
Main strain	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	‰	0.480
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]	301.67
Crack width	w_k	[mm]	0.145
Crack width limit	w_{lim}	[mm]	0.300
VERIFICATION RESULT			OK

Abbildung 20: Rissüberprüfung an der Kappenbasis GZG)

Illustrazione 20: Verifica fessurazione base calotta (SLE)

STRESS CHARACTERISTICS SLS			M-Eb-T
Design value of Axial Force	N_{Sd}	[kN]	1267.00
Design value of Bending Moment	M_{Sd}	[kNm]	367.60
Design value of Shear Force	T_{Sd}	[kN]	0.00
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			M-Eb-T
Overall depth of the cross section	h	[mm]	450
Minimum width of the cross section in the tensile area	b_w	[mm]	1000
Effective depth of the cross section	d	[mm]	378.0
Neutral axis depth	x	[mm]	202.1
Maximum concrete stress (- = compression)	σ_c	[N/mm ²]	-13.914
Minimum concrete stress (- = compression)	σ_{c1}	[N/mm ²]	0.000
Maximum steel stress (+ = tension)	σ_s	[N/mm ²]	181.565
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-Eb-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 $= E_s/E_{cm}$	E_{cm}	[N/mm ²]	32000
Factor depending on the duration of the load (0.60: short term - 0.40: long term)	α_e	[-]	6.56
Effective tension area of concrete	k_t	[-]	0.40
Number of rebar in tension area	$A_{c,eff}$	[mm ²]	82633
Rebar main diameter	n_l	[-]	6.7
Cross section area of reinforcement in $A_{c,eff}$ $= A_s/A_{c,eff}$	ϕ_l	[mm]	24
Main strain	A_{sl}	[mm ²]	3016
Rebar cover	$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0365
Rebar spacing	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	‰	0.674
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]	315.79
	w_k	[mm]	0.213
	w_{lim}	[mm]	0.300
VERIFICATION RESULT			OK

Abbildung 21: Rissüberprüfung der Widerlager GZG)

Illustrazione 21: Verifica fessurazione ritto (SLE)

In folgenden Abbildungen sind die strukturellen Überprüfungen der Ausbruchquerschnitte auf Feuerwiderstand aufgezeigt. In den unbewehrten Ausbruchquerschnitten wurden die Überprüfungen mit Reduzierung der Ausbruchquerschnittsstärken durchgeführt. Die Überprüfungen an den Stützen wurde, 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, cautelativamente, di 7cm; 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).

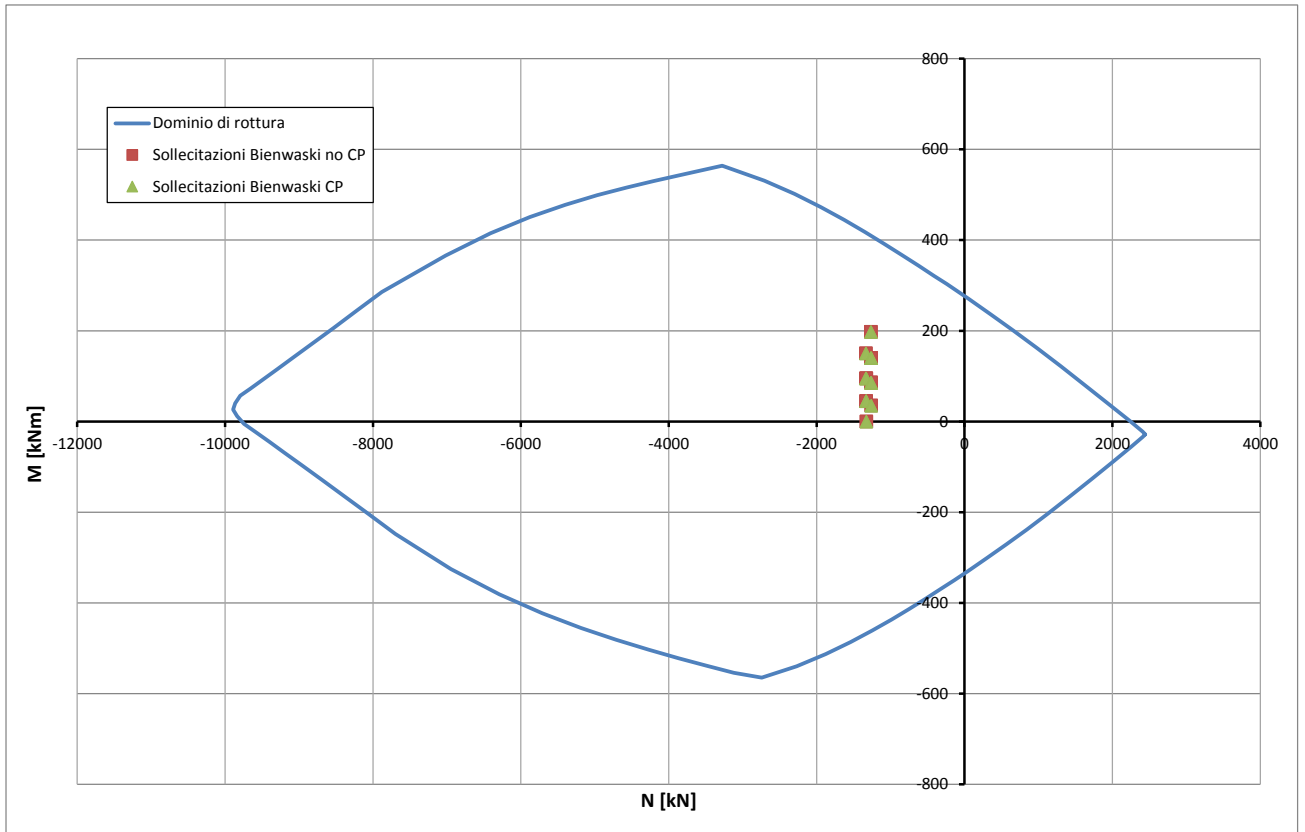


Abbildung 23: Überprüfung auf Beulspannung an der Kappenbasis (GZT) bzgl. Brand

Illustrazione 23: Verifica a pressoflessione base calotta (SLU) nei confronti del fuoco

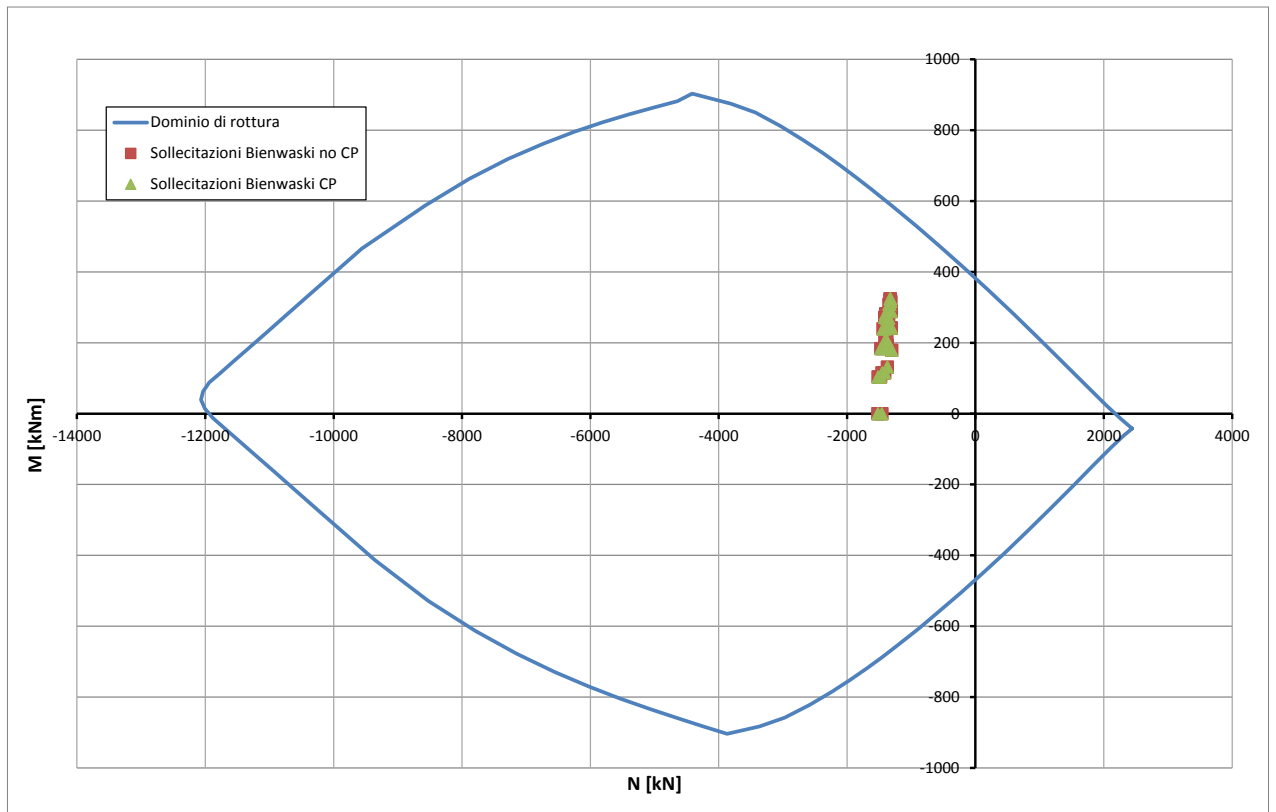


Abbildung 24: Beul Spannungsnachweis der Widerlager (GZT) bzgl. Brand

Illustrazione 24: Verifica a pressoflessione dei ritti (SLU) nei confronti del fuoco

ANHANG 2 - DIMENSIONIERUNG DER SOHLENSTÜTZE

APPENDICE 2 - DIMENSIONAMENTO DELLA MENSOLA PER IL SOSTEGNO DELLA SOLETTA

Anhang 2 beinhaltet die die Stützenberechnung der Sohlenstütze.

L'appendice 2 contiene il calcolo della mensola per il sostegno della soletta.

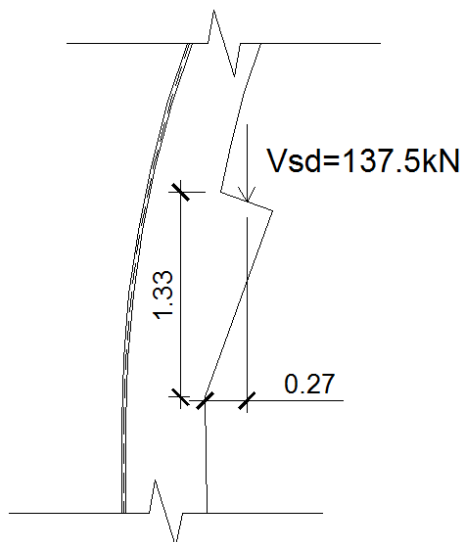


Abbildung 25: Stützgeometrie

Illustrazione 25: Geometria della mensola

Diese Stütze erweist sich als sehr klobig, der Schlankheitswert ist von $\lambda = a_v/h = 0.2$.

La mensola in questione risulta essere molto tozza, il valore della snellezza è pari a $\lambda = a_v/h = 0.2$.

Der sich bildende Widerstandsmechanismus ist die Schubfraktion (shear friction) und bezieht sich auf eine relative Bewegung der zwei Elemente: Stütze und Träger.

Il meccanismo resistente che si genera è quello dello "shear friction" (attrito di taglio) e fa riferimento ad un movimento relativo dei due elementi: sostegno e mensola.

Diese Bewegung tendiert nach der Bildung einer solchen Oberflächenentfernung, dass die Ermüdung der Verbindungsbewehrungen A_s , welche an der Trägerhöhe verteilt sind, erzeugt wird.

In tale movimento tende a prodursi un allontanamento delle superfici in modo tale da provocare lo snervamento delle armature di collegamento A_s distribuite sull'altezza della mensola.

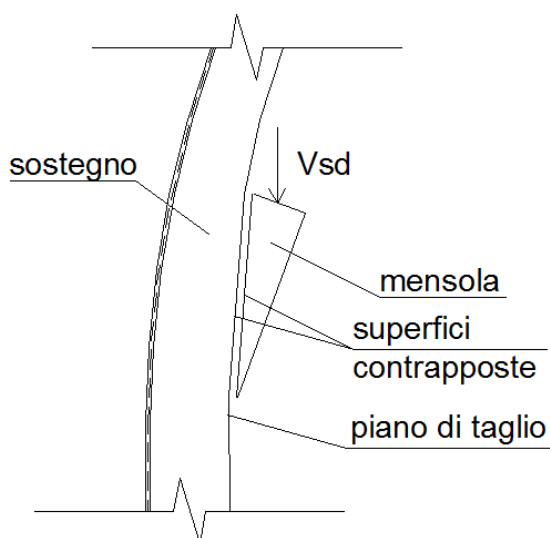


Abbildung 26: Bruchmechanismus

Illustrazione 26: Meccanismo di rottura

Die belastende Kraft V_{Sd} ergibt sich aus dem Verhältnis der Mittelsohle und beträgt für den Lüftungsgrenzzustand 137.5kN.

Zur Sicherheit wurde eine Einspritzung in zwei Phasen mit $\mu=0.6$ berücksichtigt.

Angesichts der Anordnung von 3 Armen mit $\Phi 10$, Abstand 30, hat man auf einem Meter 10 $\Phi 10$, daher ist die der Schnittkrise widerstehende Kraft V_{Rd} an der Stahlseite von:

La forza sollecitante V_{Sd} si ricava dalla relazione della soletta intermedia e per lo Stato Limite Ultimo di ventilazione è pari a 137.5kN

A favore di sicurezza è stato considerato un getto in due fasi con $\mu=0.6$.

Considerando di disporre 3 bracci di $\Phi 10$ a passo 30, in un metro si hanno 10 $\Phi 10$, la forza resistente V_{Rd} al tranciamento crisi lato acciaio è quindi pari a:

$$V_{Rd} = \mu f_{sd} A_s = 0.6 \cdot 375 \cdot 10 \cdot 78.5 = 176625N = 176kN$$

In Folge werden die Sicherheitsmaßen an der Stahlseite sowie an der Betonseite laut ACI 318/77 überprüft.

Vengono di seguito verificate le misure di sicurezza lato acciaio e lato calcestruzzo secondo le ACI 318/77.

Stahlseite:

Lato acciaio:

$$V_{Sd} \leq 0.85 \mu f_{sd} A_s = 0.85 \cdot 0.6 \cdot 375 \cdot 10 \cdot 78.5 = 150131N = 150kN$$

$$V_{Sd} \leq 0.85 \cdot 4200 \cdot A_s (cm^2) = 0.85 \cdot 4200 \cdot 10 \cdot 0.78 = 27846daN = 287.5kN$$

Betonseite:

Lato calcestruzzo:

$$V_{Sd} \leq 0.17 f_{cd} A_c = 0.17 \cdot 15.36 \cdot 1000 \cdot 1197 = 3125606N = 3126kN$$

$$V_{Sd} \leq 36 \cdot A_c (cm^2) = 36 \cdot 100 \cdot 119.7 = 430920daN = 4309.2kN$$