



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 Erkundungsstollen - bestehend		WBS Cunicolo Esplorativo esistente	
Dokumentenart Statische Berechnung		Tipo Documento Calcolo statico	
Titel Statische Berechnung Sohlstein Erkundungsstollen		Titolo Relazione di calcolo concio di base Cunicolo Esplorativo	
 RTI 4P Raggruppamento Temporaneo di Imprese 4P <small>via Pio Ilir S.r.l., Via G.B. Sannarini 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	Moja	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 10.4+19 bis / a 12.4+60 bei / al
		Status Dokument / Stato documento	Massstab / Scala
Staat Stato	Los Lotto	Einheit Unità	Nummer Numero
02	H61	OP	010
		Dokumentenart Tipo Documento	Vertrag Contratto
		KST	D0700
		Nummer Codice	Revision Revisione
		21077	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	Projektvollständigung 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 / Prima Versione	Rivoltini	15.05.2014

1	EINFÜHRUNG	
1	INTRODUZIONE	3
2	MATERIALIEN	
2	MATERIALI	4
2.1	BETON	
2.1	CALCESTRUZZO.....	4
2.2	BEWEHRUNGSSTAHL	
2.2	ACCIAIO DA ARMATURA.....	4
2.3	PRÜFUNGSKRITERIEN	
2.3	CRITERI DI VERIFICA.....	4
3	LASTENANALYSE	
3	ANALISI DEI CARICHI	5
4	BERECHNUNGSMODELL	
4	MODELLO DI CALCOLO	6
4.1	BASISTÜBBING	
4.1	CONCIO DI BASE.....	6
4.2	SOHLE	
4.2	SOLETTA.....	16
4.3	AUSBREITUNG DER EINGEBAUTEN SCHALENWIRKUNG	
4.3	DIFFUSIONE DELL'AZIONE DEL RIVESTIMENTO GETTATO IN OPERA.....	21
5	VERZEICHNISSE	
5	ELENCHI	22
5.1	ABBILDUNGSVERZEICHNIS	
5.1	ELENCO DELLE ILLUSTRAZIONI.....	22
5.2	REFERENZDOKUMENTE	
5.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	22
5.2.1	Eingangsdokumente	
5.2.1	Documenti in ingresso.....	22
5.2.2	Normen und Richtlinien	
5.2.2	Normative e Linee Guida.....	23

1 EINFÜHRUNG

Gegenstand des vorliegende Berichts ist die Bemessung der Innenschalenstrukturen des Erkundungsstollens von km 10+454 bis km 12+459.

Der Stollenplan sieht die systematische Installierung eines Basistübbings mit entsprechendem Gegengewölbe vor. Der herausragende Teil des Tübbings misst 1,5 m. Die Stärken des Basistübbings variieren von einem Minimum von 34 cm im unteren Teil bis zu einem Maximum von 76 cm. Die Gegengewölbestärke ist von 25 cm.

Es ist eine Abflussrinne im freien Bereich unter dem Schließtübbing des Gegengewölbes vorgesehen.

Der Schließtübbing bildet die Auflagefläche der Gleise auf denen die TBM für den Ausbruch der darauffolgenden Strecke nach Norden transportiert wird.

In Folge werden die Eigenschaften der für die Errichtung der Fertigelemente verwendeten Materialien sowie die strukturellen Überprüfungen erläutert.

1 INTRODUZIONE

Oggetto della presente relazione è il dimensionamento delle strutture interne di rivestimento del Cunicolo Esplorativo dal km 10+454 al km 12+459.

Il Progetto del cunicolo prevede la sistematica posa in opera di un concio di base con la relativa soletta di chiusura. La dimensione fuori piano del concio è di 1,5 m. Gli spessori del concio di base variano da un minimo di 34 cm nella parte bassa fino ad un massimo di 76 cm. La soletta di chiusura ha uno spessore di 25 cm.

È previsto un canale di scolo delle acque nella zona libera sotto al concio di chiusura dell'arco rovescio.

Il concio di chiusura fornisce il piano di appoggio ai binari sui quali verrà trasportata la TBM per lo scavo della tratta successiva verso nord.

Nel seguito vengono illustrate le caratteristiche dei materiali impiegati per la produzione degli elementi prefabbricati e le verifiche strutturali.

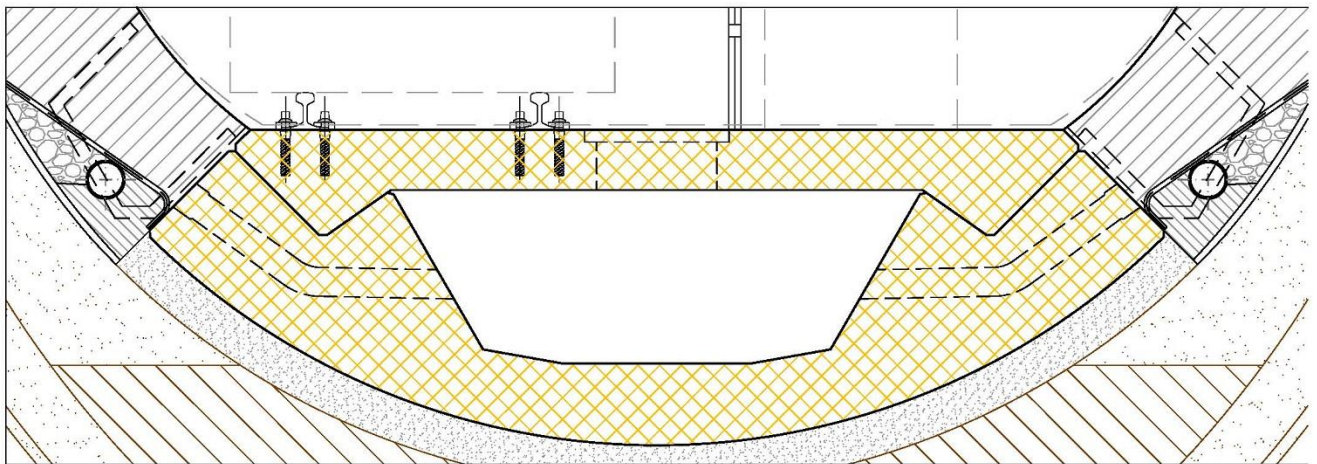


Abbildung 1: Basistübbingmodell

Figura 1: Modello del concio di base

2 MATERIALIEN

2.1 BETON

Für die Bemessung der Innenschale wird ein Beton der Festigkeitsklasse C40/50 mit folgenden Eigenschaften berücksichtigt:

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

$$f_{ck} = 41.50 \text{ MPa}$$

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 Betonstahls

2.3 PRÜFUNGSKRITERIEN

In Bezug auf die Planung der Stahlbetonstrukturelemente wurde für die geprüften Ausbruchquerschnitte der Bruchbereich, Grenze der Plastizitätsoberfläche für zugewiesene geometrische und Widerstandseigenschaften, ausgewertet, um zu prüfen, dass der für den Belastungszustand repräsentative Punkt (N_{Ed} , M_{Ed}), bzgl. der einzelnen Lastenkombination, nicht das Bruchkriterium verletzt:

- $N_{Rd} \geq N_{Ed}$
- $M_{Rd} \geq M_{Ed}$

mit (N_{Rd} , M_{Rd}) Grenzwerte an der Bruchgrenze.

Es wird sich ergeben, dass die Belastungen der Berechnung innerhalb des Planwiderstandsbereichs der strukturellen Ausbruchquerschnitte liegen, d.h. dass der Sicherheitsfaktor $F_s \geq 1$ ist.

Die Teilsicherheitsfaktoren der Widerstände bei einer ständigen und vorübergehenden Bemessungssituation sind,

2 MATERIALI

2.1 CALCESTRUZZO

Per il dimensionamento del rivestimento definitivo si considera un calcestruzzo con classe di resistenza C40/50 con le seguenti caratteristiche:

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

$$f_{ck} = 41.50 \text{ MPa}$$

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

2.3 CRITERI DI VERIFICA

Nei riguardi della progettazione degli elementi strutturali in c.a., per le sezioni in esame è stato valutato il dominio di rottura, frontiera della superficie di plasticizzazione per assegnate caratteristiche geometriche e di resistenza, in modo da poter verificare che il punto (N_{Ed} , M_{Ed}), rappresentativo dello stato di sollecitazione riferita alla singola combinazione di carico, non violi il criterio di rottura:

- $N_{Rd} \geq N_{Ed}$
- $M_{Rd} \geq M_{Ed}$

con (N_{Rd} , M_{Rd}) valori limite sulla frontiera del dominio.

Si verificherà che le sollecitazioni di calcolo risultino interne al dominio di resistenza di progetto delle sezioni strutturali, cioè che risulti un coefficiente di sicurezza $F_s \geq 1$.

I coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze in fase permanente e temporanea vanno considerati, come

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 $Y_s = 1,20$

3 LASTENANALYSE

- Gewicht der Volumeneinheit für Stahlbetonstrukturen

$Y = 25,0 \text{ kN/m}^3$

- Last auf das Gegengewölbe

Der Schließübbling des Gegengewölbes wurde zur Aushaltung einer gleichmäßigen Nutzlast von 100 KPa auf eine Lichtweite von 2.30 m bemessen. Diese Nutzlast wurde angesichts der Last, welche der Struktur durch die Durchfahrt der TBM für den Ausbruch der nachfolgenden Bergausbruchquerschnitte auferlegt ist, bestimmt.

- Gesteinslast

Die Belastungen, welche durch die Gebirgslast auf die Innenschalen erzeugt sind, werden in den spezifischen Berichten [1][2][3][4][5] durch eine Schalenmodellierung mit SAP2000 und deren Interaktion mit dem Gebirge ausgewertet. Bei diesen Modellierungen, von denen ein Schema in Figura 2 aufgezeigt wird, wurde außer der Gebirgslast folgendes berücksichtigt:

- Eine thermische Last (Sommer/Winter)
- Die Schwindwirkungen
- Der Wasserdruck auf den Basistübbing

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 $Y_s = 1,20$

3 ANALISI DEI CARICHI

- Peso dell'unità di volume per strutture in c.a.

$Y = 25,0 \text{ kN/m}^3$

- Carico sulla soletta di chiusura

Il concio di chiusura dell'arco rovescio è stato dimensionato per sopportare un carico uniforme accidentale di 100 KPa distribuito su 2,30 m di luce. Questo carico accidentale è stato definito in relazione al carico imposto alla struttura dal passaggio della TBM per lo scavo delle successive sezioni di monte.

- Carico della roccia

Le sollecitazioni dovute al carico dell'ammasso sui rivestimenti definitivi sono state valutate nelle relazioni specifiche [1][2][3][4][5] attraverso una modellazione con SAP2000 del rivestimento e della sua interazione con l'ammasso. In tali modellazioni, di cui si riporta una schema in Figura 2, si è considerato, oltre al carico dell'ammasso:

- Un carico termico (estate/inverno)
- Gli effetti del ritiro
- La pressione idrostatica sul concio di base

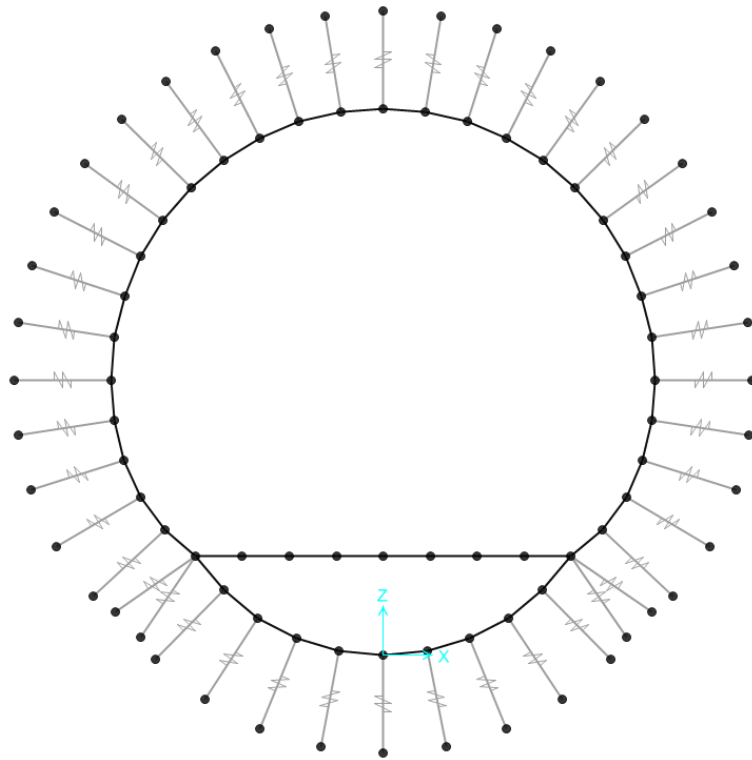


Abbildung 2: Berechnungsmodell des Ausbruchquerschnitts C-E-T

Figura 2: Modello di calcolo della sezione C-E-T

4 BERECHNUNGSMODELL

4.1 BASISTÜBBING

Geometrie des Tübbings:

- maximale Querbreite (in der Ebene des Stollenausbruchquerschnitts) 3,86 m,
- longitudinale Länge (längs der Stollenachse) 1,50 m,
- Variable Stärke: Minimum in der Mittellinie von 0,34 m, Maximum 0,75 m. Querfläche des Tübbings: 2 m²

Der Basistübbing wird in der Hebungshypothese mit Bindung an der Extremität geprüft.

4 MODELLO DI CALCOLO

4.1 CONCIO DI BASE

Geometria del concio:

- massima larghezza trasversale (nel piano della sezione del cunicolo) 3,86 m,
- lunghezza longitudinale (lungo l'asse del cunicolo) 1,50 m,
- spessore variabile: minimo in mezzeria pari a 0,34 m, massimo 0,75 m. Area trasversale del concio: 2 m²

Il concio di base è verificato nell'ipotesi di sollevamento con vincolo all'estremità.

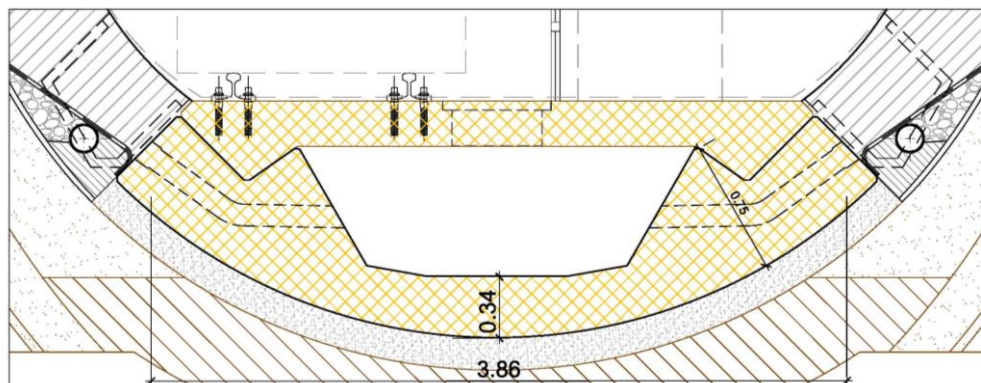


Abbildung 3: Basistübbingmodell

a) Biegeprüfung (GZT)

Widerstandsfähiger Berechnungsquerschnitt: Basis 150 cm, Höhe 34 cm. Statisches Schema: an den Enden einfach aufliegender Träger, Lichtweite 3,86 m

Bei Annahme einer gleichmäßig verteilten Last hat man:

$$q_d = 1,35 * 25 * 1,5 * \frac{2}{3,86} = 26,2 \text{ KN/m}$$

Planbiegemoment:

$$M_{sd} = 26,2 * \frac{3,86^2}{8} = 49 \text{ KN}$$

Die Spannfasern sind die unteren. Biegequerbewehrung: 10+10Ø12.

Die Ergebnisse der Modellierung, für die Ausbruchquerschnitte bei denen der Einsatz des Basistübbings, Gegenstand dieses Berichts, vorgesehen ist, erweisen höhere Belastungen im Verhältnis zu denen die durch die Hebung des Tübbings erzeugt werden.

Insbesondere für Ausbruchquerschnitt PL-E-T2 [5] auf GZT06 ergibt sich ein Maximalwert des Biegemoments von -171 KN m auf Höhe des 70 cm starken Ausbruchquerschnitts, sowie von -78 KN am Ausbruchquerschnitte mit Mindeststärke von 31 cm. In Folge sind die zur Überprüfung auf Beulspannung auf GZT gehörigen Diagramme aufgezeigt.

Figura 3: Modello del concio di base

a) Verifica a flessione (SLU)

Sezione resistente di calcolo: base 150 cm, altezza 31 cm. Schema statico: trave in semplice appoggio alle estremità, luce 3.86 m.

Nell'ipotesi di carico uniformemente distribuito, si ha:

$$q_d = 1,35 * 25 * 1,5 * \frac{2}{3,86} = 26,2 \text{ KN/m}$$

Momento flettente di progetto:

$$M_{sd} = 26,2 * \frac{3,86^2}{8} = 49 \text{ KNm}$$

Le fibre tese sono quelle inferiori. Armatura trasversale a flessione: 10+10Ø12.

I risultati della modellazione, per le sezioni del cunicolo in cui è stabilito il posizionamento del concio di base oggetto della presente relazione, presentano sollecitazioni più elevate rispetto a quelle dovute al sollevamento del concio.

Nello specifico per la sezione PL-E-T2 [5] allo SLU06 risulta un valore massimo di momento flettente pari a -171 KN m in corrispondenza della sezione di spessore 70 cm e di -78 KN m nella sezione di spessore minimo 31 cm. Di seguito sono riportati i diagrammi relativi alla verifica a pressoflessione agli SLU.

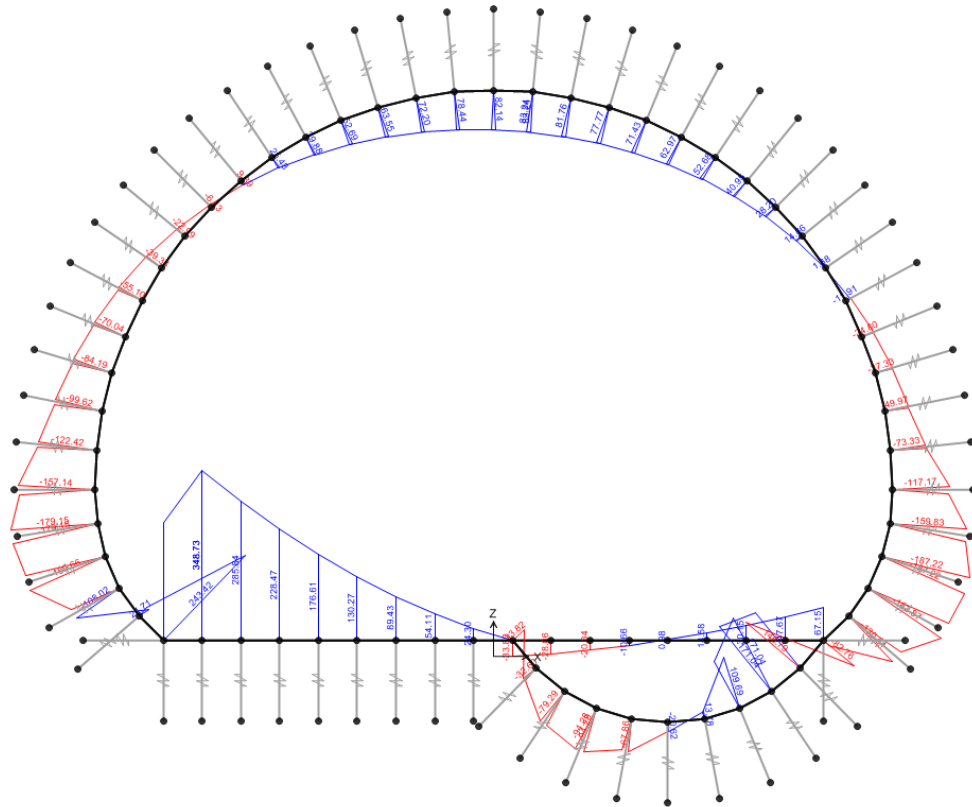


Abbildung 4: GZT06 - Biegunungsmoment PL-E-T2

Figura 4: SLU06 - Momento flettente PL-E-T2

Es wird unterstrichen, dass bei den Überprüfungen vorsichtshalber die Axialwirkung, welche laut Modellierung einen Maximalwert von di 1240 KN am GZT05 erreicht, übergangen wurde indem die FS erhöht wurden.

Si precisa che nelle verifiche è stata cautelativamente trascurata l'azione assiale che da modellazione raggiunge un valore massimo di 1240 KN allo SLU05, incrementando l'FS.

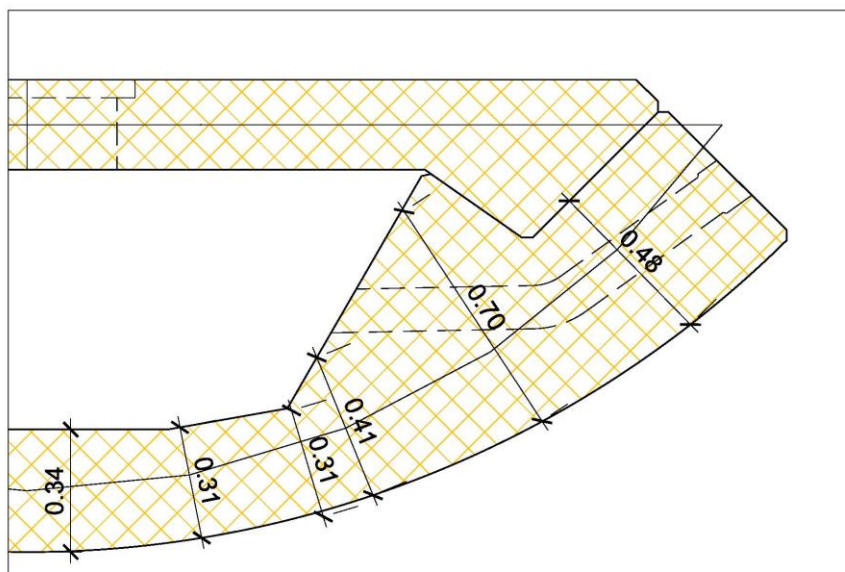


Abbildung 5: Basistübbingstärken

Figura 5: Spessori del conco di base

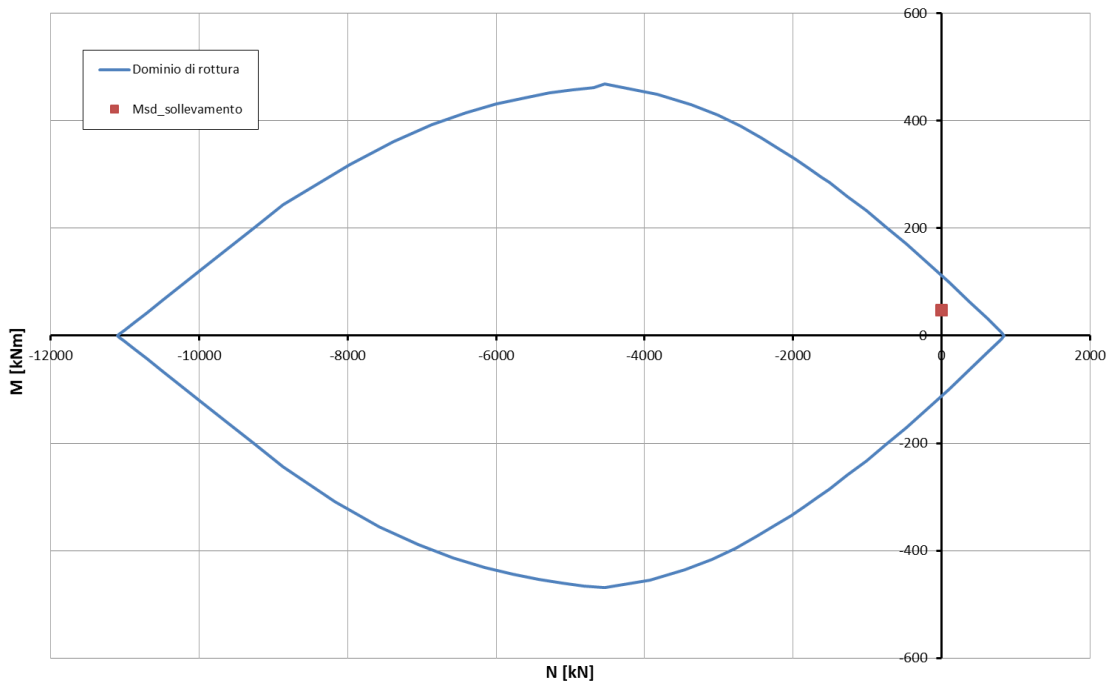


Abbildung 6: Überprüfung auf Biegung des Basistübbings (GZT) Msd=49 KN m - h=31cm

Figura 6: Verifica a flessione del concio (SLU) Msd=49 KN m - h=31cm

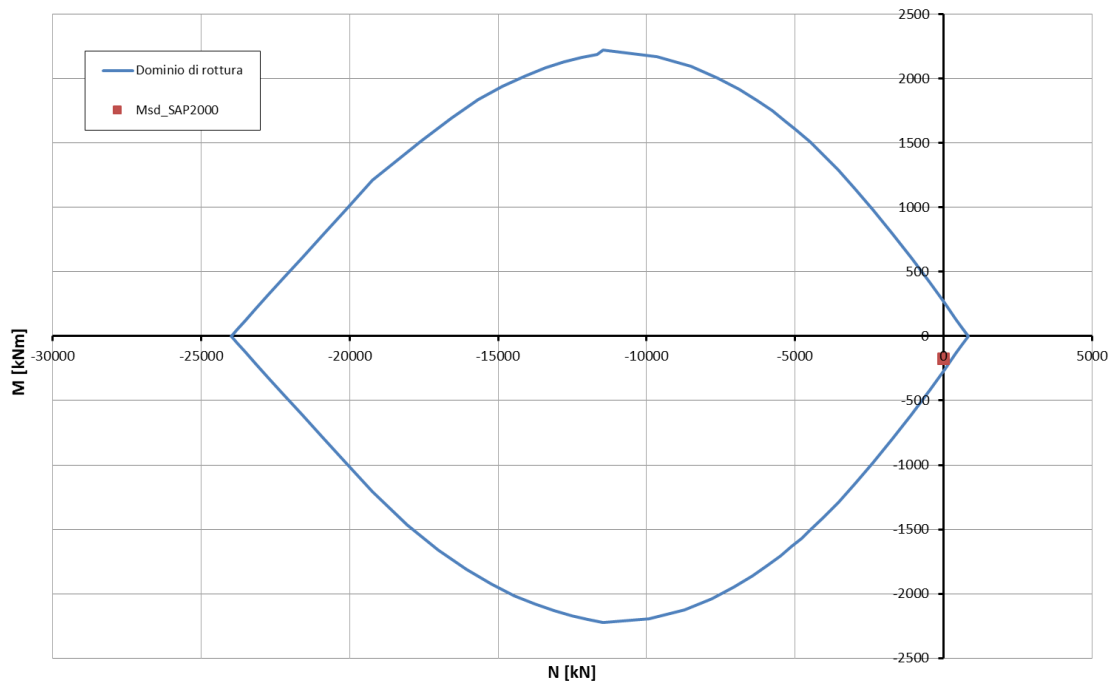


Abbildung 7: Überprüfung auf Biegung des Basistübbings Msd=-171 KN m (GZT) - h=70cm

Figura 7: Verifica a flessione del concio Msd=-171 KN m (SLU) - h=70cm

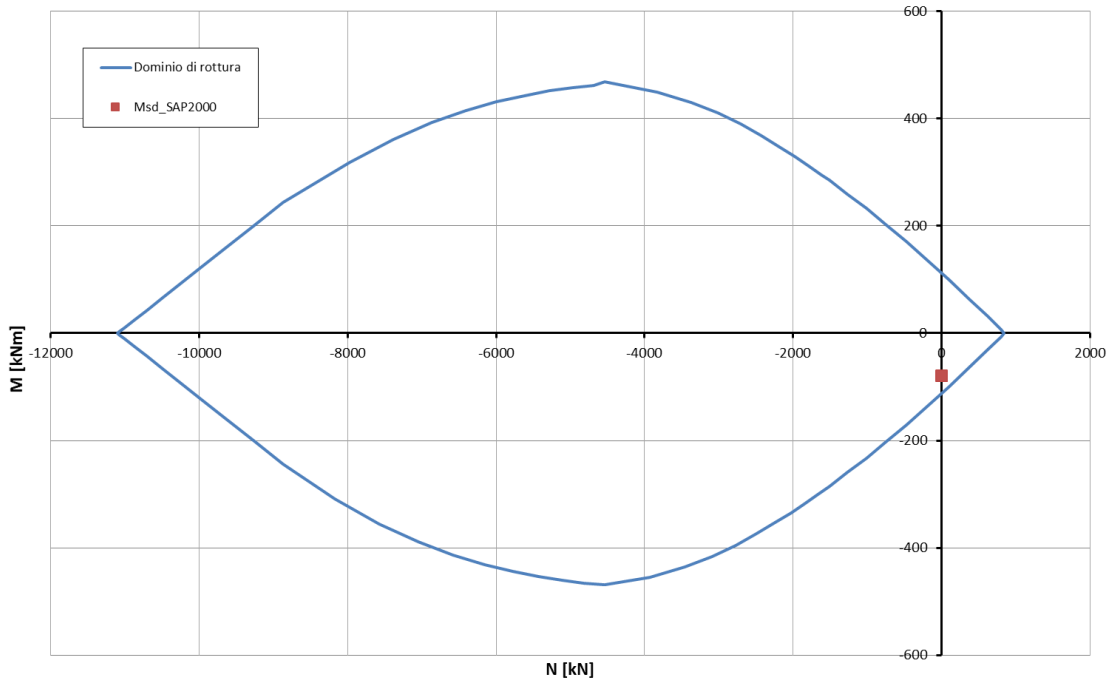


Abbildung 8: Überprüfung auf Biegung des Basistübbings Msd=-78 KN m (GZT) - h=31cm

Figura 8: Verifica a flessione del concio Msd=-78 KN m (SLU) - h=31cm

b) GZG- und Rissüberprüfung

Für den Mittellinienquerschnitt wurde, mit dem zuvor beschriebenen Statik Plan, die gleichmäßig verteilte Last ausgewertet:

$$q_d = 1 * 25 * 1,5 * \frac{2}{3,86} = 19,5 \text{ KN/m}$$

Planbiegungsmoment:

$$M_{sd} = 19,5 * \frac{3,86^2}{8} = 36 \text{ KNm}$$

Die Ergebnisse der Modellierung, für die Ausbruchquerschnitte bei denen der Einsatz des Basistübbings, Gegenstand dieses Berichts, vorgesehen ist. erweisen höhere Belastungen im Verhältnis zu denen die durch die Hebung des Tübbings erzeugt werden.

Insbesondere für Ausbruchquerschnitt PL-E-T2 [5] auf GZT06 ergibt sich ein Maximalwert des Biegemoments von -128 KN m auf Höhe des 70 cm starken Ausbruchquerschnitts sowie von 60 KN am Ausbruchquerschnitt mit Mindeststärke von 31 cm. In Folge sind die Berechnungsblätter zur Überprüfung auf Hebungslast sowie der Modellierungsbelastungen aufgezeigt.

Es wird unterstrichen, dass bei den Überprüfungen vorsichtshalber die Axialwirkung, welche laut Modellierung einen Maximalwert von di 920 KN auf GZG05 erreicht, übergangen wurde.

b) Verifica SLE e a fessurazione

Per la sezione in mezzeria con lo schema statico descritto in precedenza si è valutato il carico uniformemente distribuito:

$$q_d = 1 * 25 * 1,5 * \frac{2}{3,86} = 19,5 \text{ KN/m}$$

Momento flettente di progetto:

$$M_{sd} = 19,5 * \frac{3,86^2}{8} = 36 \text{ KNm}$$

I risultati della modellazione, per le sezioni del cunicolo in cui è stabilito il posizionamento del concio di base oggetto della presente relazione, presentano sollecitazioni più elevate rispetto a quelle dovute al sollevamento del concio.

Nello specifico per la sezione PL-E-T2[5] allo SLE06 risulta un valore massimo di momento flettente pari a -128 KN m in corrispondenza della sezione di spessore 70 cm e di 60 KN m nella sezione di spessore minimo 31 cm. Di seguito sono riportati i fogli di calcolo relativi alla verifica al carico di sollevamento e della verifica alle sollecitazioni della modellazione.

Si precisa che nelle verifiche è stata cautelativamente trascurata l'azione assiale, che da modellazione raggiunge un valore massimo di 920 KN allo SLE05.

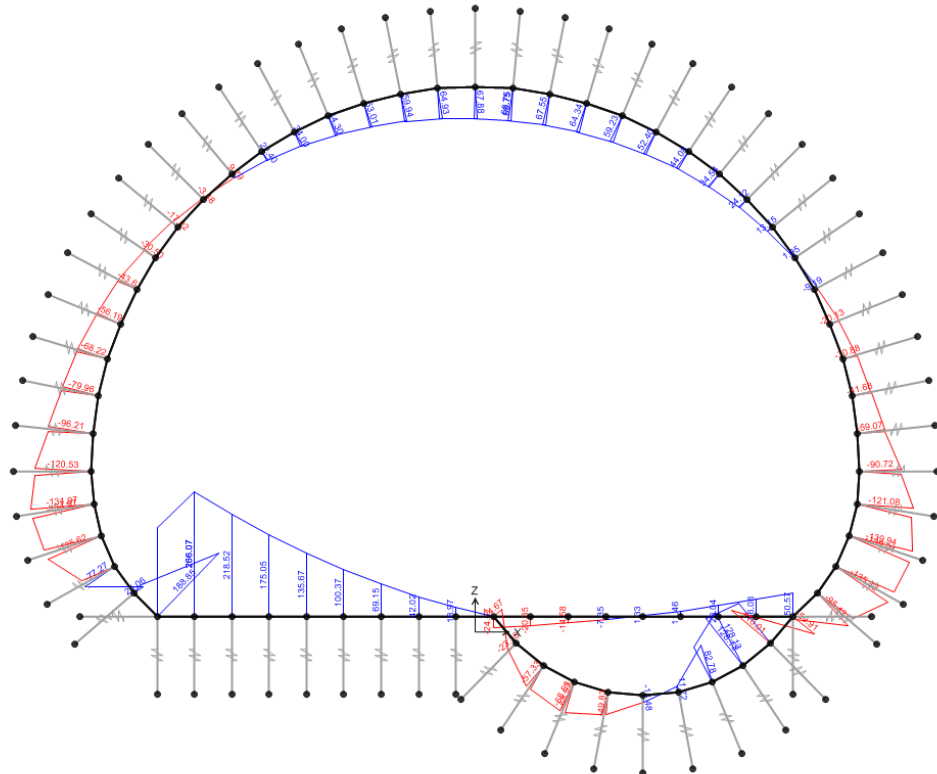


Abbildung 9: GZG06 - Biegemoment PL-E-T2

Figura 9: SLE06 - Momento flettente PL-E-T2

STRESS CHARACTERISTICS SLS			concio base
Design value of Axial Force	N_{Sd}	[kN]	0
Design value of Bending Moment	M_{Sd}	[kNm]	36
Design value of Shear Force	T_{Sd}	[kN]	0.00
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			concio base
Overall depth of the cross section	h	[mm]	310
Minimum width of the cross section in the tensile area	b_w	[mm]	1500
Effective depth of the cross section	d	[mm]	256.0
Neutral axis depth	x	[mm]	64.0
Maximum concrete stress (- = compression)	σ_c	[N/mm ²]	-3.05
Minimum concrete stress (- = compression)	σ_{c1}	[N/mm ²]	0.00
Maximum steel stress (+ = tension)	σ_s	[N/mm ²]	136.70
Minimum steel stress (+ = tension)	σ_{s1}	[N/mm ²]	0.00
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$	[N/mm ²]	-24.90
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$	[N/mm ²]	360.00
VERIFICATION RESULT			OK
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			concio base
Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days	f_{ck}	[N/mm ²]	41.50
Mean value of axial tensile strength of concrete ($=0.3f_{ck}^{2/3}$ per C≤C50/60)	f_{ctm}	[N/mm ²]	3.596
Characteristic axial tensile strength of concrete ($=0.7f_{ctm}$)	f_{ctk}	[N/mm ²]	2.517
Partial factor of concrete	γ_c	[-]	1.000
Design tensile resistance of concrete	f_{ctd}	[N/mm ²]	2.517
Main value of tensile strength of the concrete in the effective tension area (f_{ctm})	$f_{ct,eff}$	[N/mm ²]	3.596
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]	123000
Number of rebar in tension area	n_l	[-]	10.0
Rebar main diameter	ϕ_l	[mm]	12
Cross section area of reinforcement in $A_{c,eff}$	A_{sl}	[mm ²]	1131
$= A_s/A_{c,eff}$	$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0092
Main strain	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	‰	0.391
Rebar cover	c	[mm]	48
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]	385.06
Crack width	w_k	[mm]	0.150
Crack width limit	w_{lim}	[mm]	0.300
VERIFICATION RESULT			OK

Abbildung 10: GZG- und Rissüberprüfung des Tübbings für die Hebungslast

Figura 10: Verifica SLE e a fessurazione del concio per il carico di sollevamento

STRESS CHARACTERISTICS SLS			concio base
Design value of Axial Force	N_{Sd}	[kN]	0
Design value of Bending Moment	M_{Sd}	[kNm]	128
Design value of Shear Force	T_{Sd}	[kN]	0.00
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			concio base
Overall depth of the cross section	h	[mm]	700
Minimum width of the cross section in the tensile area	b_w	[mm]	1500
Effective depth of the cross section	d	[mm]	646.0
Neutral axis depth	x	[mm]	105.2
Maximum concrete stress (- = compression)	σ_c	[N/mm ²]	-2.40
Minimum concrete stress (- = compression)	σ_{c1}	[N/mm ²]	0.00
Maximum steel stress (+ = tension)	σ_s	[N/mm ²]	185.80
Minimum steel stress (+ = tension)	σ_{s1}	[N/mm ²]	0.00
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$	[N/mm ²]	-24.90
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$	[N/mm ²]	360.00
VERIFICATION RESULT			OK
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			concio base
Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days	f_{ck}	[N/mm ²]	41.50
Mean value of axial tensile strength of concrete ($=0.3f_{ck}^{2/3}$ per C<C50/60)	f_{ctm}	[N/mm ²]	3.596
Characteristic axial tensile strength of concrete ($=0.7f_{ctm}$)	f_{ctk}	[N/mm ²]	2.517
Partial factor of concrete	γ_c	[-]	1.000
Design tensile resistance of concrete	f_{ctd}	[N/mm ²]	2.517
Main value of tensile strength of the concrete in the effective tension area (f_{ctm})	$f_{ct,eff}$	[N/mm ²]	3.596
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]	202500
Number of rebar in tension area	n_l	[-]	10.0
Rebar main diameter	ϕ_l	[mm]	12
Cross section area of reinforcement in $A_{c,eff}$	A_{sl}	[mm ²]	1131
$= A_s/A_{c,eff}$	$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0056
Main strain	$\epsilon_{sm} \cdot \epsilon_{cm}$	‰	0.531
Rebar cover	c	[mm]	48
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]	528.46
Crack width	w_k	[mm]	0.281
Crack width limit	w_{lim}	[mm]	0.300
VERIFICATION RESULT			OK

Abbildung 11: GZG- und Rissüberprüfung des Tübbings, Msd=-128 KN m

Figura 11: Verifica SLE e a fessurazione del concio, Msd=-128 KN m

STRESS CHARACTERISTICS SLS			concio base
Design value of Axial Force	N_{Sd}	[kN]	0
Design value of Bending Moment	M_{Sd}	[kNm]	60
Design value of Shear Force	T_{Sd}	[kN]	0.00
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			concio base
Overall depth of the cross section	h	[mm]	310
Minimum width of the cross section in the tensile area	b_w	[mm]	1500
Effective depth of the cross section	d	[mm]	266.0
Neutral axis depth	x	[mm]	65.0
Maximum concrete stress (- = compression)	σ_c	[N/mm ²]	-4.76
Minimum concrete stress (- = compression)	σ_{c1}	[N/mm ²]	0.00
Maximum steel stress (+ = tension)	σ_s	[N/mm ²]	219.00
Minimum steel stress (+ = tension)	σ_{s1}	[N/mm ²]	0.00
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$	[N/mm ²]	-24.90
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$	[N/mm ²]	360.00
VERIFICATION RESULT			OK
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			concio base
Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days	f_{ck}	[N/mm ²]	41.50
Mean value of axial tensile strength of concrete ($=0.3f_{ck}^{2/3}$ per C≤C50/60)	f_{ctm}	[N/mm ²]	3.596
Characteristic axial tensile strength of concrete ($=0.7f_{ctm}$)	f_{ctk}	[N/mm ²]	2.517
Partial factor of concrete	γ_c	[-]	1.000
Design tensile resistance of concrete	f_{ctd}	[N/mm ²]	2.517
Main value of tensile strength of the concrete in the effective tension area (f_{ctm})	$f_{ct,eff}$	[N/mm ²]	3.596
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]	122500
Number of rebar in tension area	n_l	[-]	10.0
Rebar main diameter	Φ_l	[mm]	12
Cross section area of reinforcement in A_{s1}	A_{s1}	[mm ²]	1131
$= A_s/A_{c,eff}$	$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0092
Main strain	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	%	0.626
Rebar cover	c	[mm]	48
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]	384.16
Crack width	w_k	[mm]	0.240
Crack width limit	w_{lim}	[mm]	0.300
VERIFICATION RESULT			OK

Abbildung 12: GZG- und Rissüberprüfung des Tübbings Msd=60 KNm

Figura 12: Verifica SLE e a fessurazione del concio, Msd=60 KN m.

c) Schubüberprüfung an den Enden (GZT)

b) Verifica a taglio alle estremità(SLU)

Planauflagereaktion:

Reazione d'appoggio di progetto:

$$V_{sd} = 26,2 * \frac{3,86}{2} = 51 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 26,2 * \frac{3,86}{2} = 51 \text{ KN}$$

Die Ergebnisse der Modellierung, für die Ausbruchquerschnitte bei denen der Einsatz des Basistübbings, Gegenstand dieses Berichts, vorgesehen ist erweisen höhere Belastungen im Verhältnis zu denen die durch die Hebung des Tübbings erzeugt werden.

I risultati della modellazione, per le sezioni del cunicolo in cui è stabilito il posizionamento del concio di base oggetto della presente relazione, presentano sollecitazioni più elevate rispetto a quelle dovute al sollevamento del concio.

Nello specifico per la sezione PL-E-T2 [5] allo SLU06 risulta un valore massimo di taglio pari a 216 KN in corrispondenza della sezione a spessore minimo, 31 cm.

Insbesondere für Ausbruchquerschnitt PL-E-T2 [5] auf GZT06 ergibt sich ein Maximalwert des Schubs von 216 KN m auf Höhe des Ausbruchquerschnitts mit Mindeststärke von 31 cm.

Der Schub an der Verbindung zwischen Sohle und Basistübbing wurde ausgeschlossen, da man diesen als Erzeugnis der Modellierung bewertet und daher als unrealistisch schätzt.

Es wird unterstrichen, dass bei den Überprüfungen vorsichtshalber die Axialwirkung, welche laut Modellierung einen Maximalwert von di 1240 KN am GZT05 erreicht, übergangen wurde, indem die FS erhöht wurden.

E stato escluso dalle verifiche il taglio in corrispondenza del collegamento tra la soletta e il concio di base poiché lo si ritiene figlio della modellazione e non realistico.

Si precisa che nelle verifiche è stata cautelativamente trascurata l'azione assiale che da modellazione raggiunge un valore massimo di 1240 KN allo SLU05, incrementando l'FS.

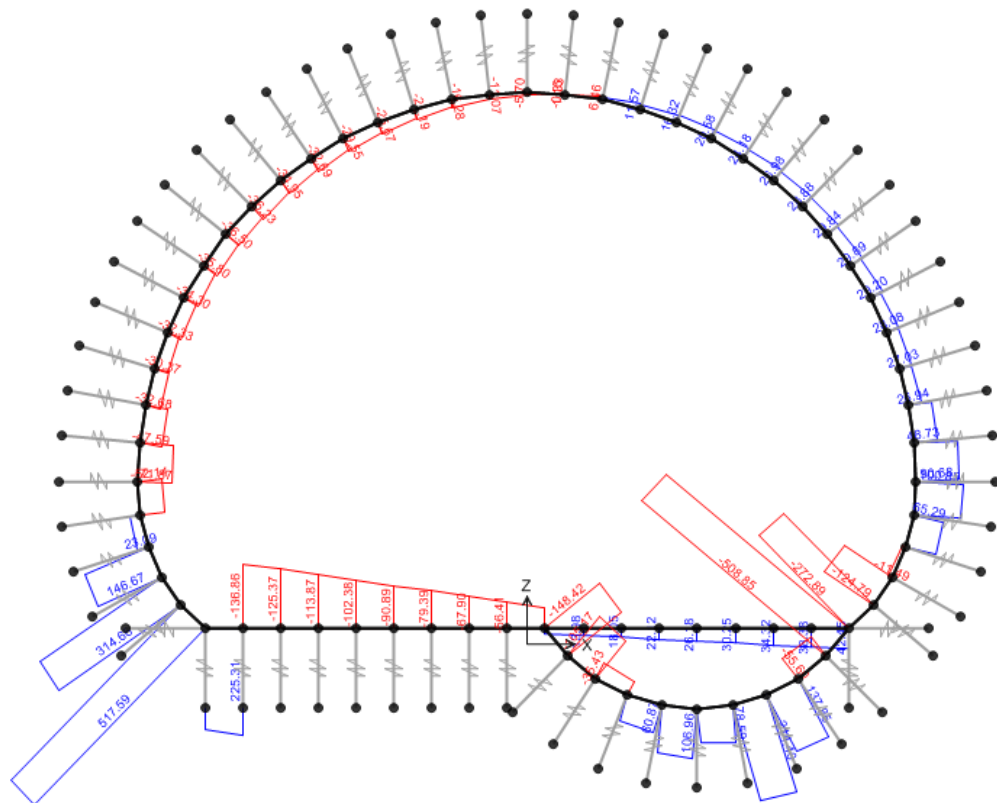


Abbildung 13: GZT06 - Schub PL-E-T2

In Folge ist das Berechnungsblatt der Schubüberprüfung des obengenannten Ausbruchquerschnitts aufgezeigt.

Figura 13: SLU06 - Taglio PL-E-T2

Di seguito è riportato il foglio di calcolo relativo alla verifica a taglio della suddetta sezione.

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}	=	50 N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls		f_{ck}	=	42 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls		f_{cd}	=	22.05 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}	=	216.50 kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}		$N(V_{Ed})$	=	0.00 kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}		$M(V_{Ed})$	=	0.00 kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione		d	=	266 mm
Larghezza minima della sezione		b_w	=	1500 mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali		\varnothing	=	12 mm
Numero tondini longitudinali utilizzati		n	=	10.0 --
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa		A_{sl}	=	1130 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	=	1.87 --
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls		v_{min}	=	0.58 N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)		σ_{cp}	=	0.00 N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima		$V_{Rd,min}$	=	229.52 kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)		V_{Rd}	=	229.52 kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

Abbildung 14: Schubüberprüfung des Tübbings

Figura 14: Verifica a taglio del concio

Die Schubüberprüfung ist daher ohne Schubwiderstandsbewehrung zufriedenstellend.

La verifica a taglio è dunque soddisfatta senza armatura resistente a taglio.

4.2 SOHLE

4.2 SOLETTA

Über die gesamte Länge des Tunnels ist die Legung, über dem auf dem Gestein aufliegenden Basistübbings, eines Gegengewölbes vorgesehen, das die Tunnelarbeitsfläche bildet und sie von dem darunter liegenden Wasserabflusskanal trennt.

Per tutta la lunghezza della galleria è prevista la posa, sopra al concio di base appoggiato alla roccia, di una soletta di chiusura che formerà il piano di lavoro della galleria, separandolo dal sottostante canale di scolo acque.

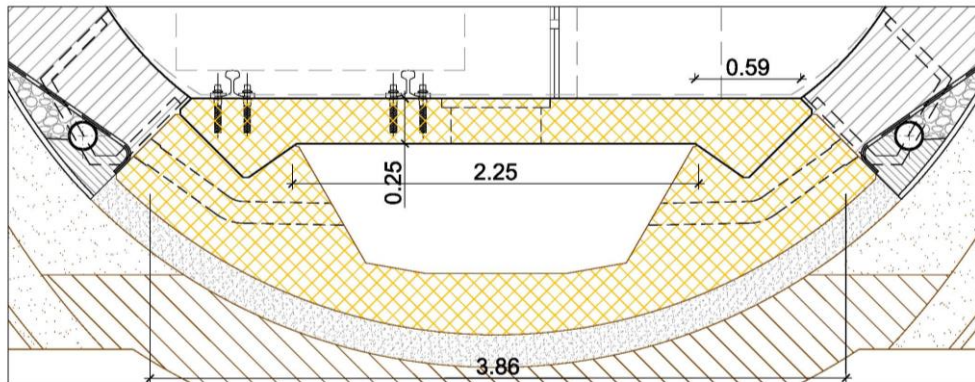


Abbildung 15: Gegengewölbmodell

Figura 15: Modello della soletta di chiusura

a) Mittellinienbiegeprüfung (GZT)

Das Strukturelement wird auf das aus dem Basistübbing gewonnene Lager aufgelegt. Der widerstandsfähiger Berechnungsquerschnitt hat eine Basis von 150 cm und ist 25 cm hoch. Der Statik Plan ist ein einfach an den Enden aufliegender Träger mit Lichtweite ab Auflagenkante von $l=2,3$ m.

Die ständigen Lasten beschränken sich auf das annehmbare Eigengewicht von:

$$q_g = b * h * \gamma = 1,5 * 0,25 * 25 = 9,4 \text{ KN/m}$$

Die vorwiegenden Nutzlasten sind von der Durchfahrt der TBM erzeugt, welche zum Stollenvortrieb nach Norden dient. Der Tübbing ist für eine gleichmäßig auf der Sohle verteilte Nutzlast von 100 KPa geplant.

Planbiegemoment:

$$M_{sd} = 1,35 * 9,4 * \frac{2,3^2}{8} + 1,5 * (100 * 1,5) * \frac{2,3^2}{8} = 157 \text{ KNm}$$

Die Spannfasern sind die unteren. Biegebewehrung: oben $10\text{Ø}12$, unten $10\text{Ø}18$.

a) Verifica a flessione in mezzeria (SLU)

L'elemento strutturale risulta appoggiato su sede ricavata nel concio prefabbricato di base. La sezione resistente di calcolo ha base 150 cm e altezza 25 cm. Lo schema statico è di trave in semplice appoggio alle estremità con luce dal filo degli appoggi pari a $l=2,3$ m.

I carichi permanenti si limitano al peso proprio, assumibile pari a:

$$q_g = b * h * \gamma = 1,5 * 0,25 * 25 = 9,4 \text{ KN/m}$$

I carichi accidentali prevalenti sono dovuti al passaggio della TBM che servirà per lo scavo del cunicolo in avanzamento verso Nord. Il concio è progettato per resistere a un carico accidentale di 100 KPa uniformemente distribuito sulla soletta.

Momento flettente di progetto:

$$M_{sd} = 1,35 * 9,4 * \frac{2,3^2}{8} + 1,5 * (100 * 1,5) * \frac{2,3^2}{8} = 157 \text{ KNm}$$

Le fibre tese sono quelle inferiori. Armatura a flessione: in alto $10\text{Ø}12$, in basso $10\text{Ø}18$.

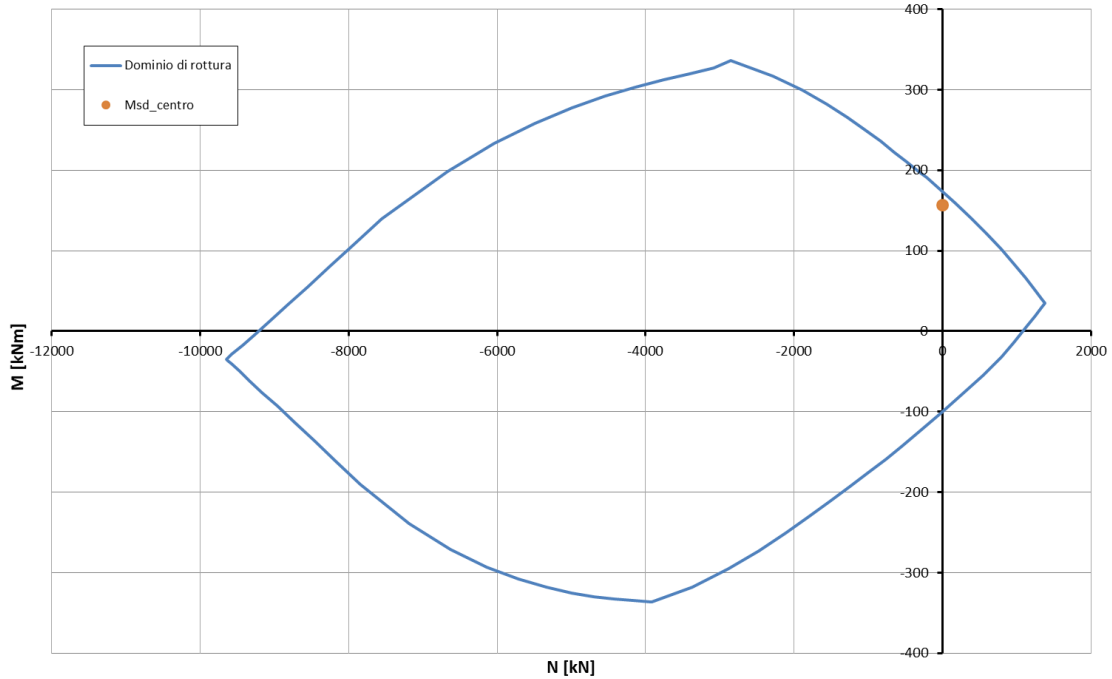


Abbildung 16: Biegeüberprüfung der Sohle (GZT)

Figura 16: Verifica a flessione della soletta (SLU)

b) GZG- und Rissüberprüfung

b) Verifica SLE e a fessurazione

Für den Mittellinienquerschnitt wurde mit dem zuvor beschriebenen Statik Plan der Planbiegemoment ausgewertet:

Per la sezione in mezzzeria con lo schema statico descritto in precedenza si è valutato il momento flettente di progetto:

$$M_{sd} = 9,4 * \frac{2,3^2}{8} + (100 * 1,5) * \frac{2,3^2}{8} = 105 \text{ KNm}$$

$$M_{sd} = 9,4 * \frac{2,3^2}{8} + (100 * 1,5) * \frac{2,3^2}{8} = 105 \text{ KNm}$$

STRESS CHARACTERISTICS SLS			soletta
Design value of Axial Force	N_{Sd}	[kN]	0
Design value of Bending Moment	M_{Sd}	[kNm]	105
Design value of Shear Force	T_{Sd}	[kN]	0.00
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			soletta
Overall depth of the cross section	h	[mm]	250
Minimum width of the cross section in the tensile area	b_w	[mm]	1500
Effective depth of the cross section	d	[mm]	191.0
Neutral axis depth	x	[mm]	74.3
Maximum concrete stress (- = compression)	σ_c	[N/mm ²]	-10.72
Minimum concrete stress (- = compression)	σ_{c1}	[N/mm ²]	0.00
Maximum steel stress (+ = tension)	σ_s	[N/mm ²]	252.50
Minimum steel stress (+ = tension)	σ_{s1}	[N/mm ²]	0.00
Concrete limit stress	σ_{c,lim}	[N/mm ²]	-24.90
Steel limit stress	σ_{s,lim}	[N/mm ²]	360.00
VERIFICATION RESULT			OK
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			soletta
Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days	f_{ck}	[N/mm ²]	41.50
Mean value of axial tensile strength of concrete (=0.3f _{ck} ^{2/3} per C≤C50/60)	f_{ctm}	[N/mm ²]	3.596
Characteristic axial tensile strength of concrete (=0.7f _{ctm})	f_{ctk}	[N/mm ²]	2.517
Partial factor of concrete	γ_c	[-]	1.000
Design tensile resistance of concrete	f_{ctd}	[N/mm ²]	2.517
Main value of tensile strength of the concrete in the effective tension area (f _{ctm})	f_{ct,eff}	[N/mm ²]	3.596
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]	87850
Number of rebar in tension area	n_l	[-]	10.0
Rebar main diameter	φ_l	[mm]	12
Cross section area of reinforcement in A _{c,eff}	A_{sl}	[mm ²]	1131
= A _s /A _{c,eff}	ρ_{p,eff}	[-]	0.0129
Main strain	ε_{sm}-ε_{cm}	‰	0.721
Rebar cover	c	[mm]	5
Rebar spacing	s	[mm]	150
Bond factor (0.80: high bond bars - 1.60: plain bars)	k₁	[-]	0.80
Factor which takes account of the distribution of strain (0.50 bending - 1.00 tension)	k₂	[-]	0.50
Coefficient for S _{r,max}	k₃	[-]	3.40
Coefficient for S _{r,max}	k₄	[-]	0.425
Maximum crack spacing	S_{r,max}	[mm]	175.46
Crack width	w_k	[mm]	0.127
Crack width limit	w_{lim}	[mm]	0.300
VERIFICATION RESULT			OK

Abbildung 17: GZT- und Rissüberprüfung der Sohle

Figura 17: Verifica SLE e a fessurazione soletta.

c) Schubüberprüfung an den Enden (GZT)

b) Verifica a taglio alle estremità (SLU)

Planauflagereaktion:

Reazione d'appoggio di progetto:

$$V_{sd} = (1,5 * (100 * 1,5) + 1,35 * 9,4) * \frac{2,3}{2} = 273,3 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = (1,5 * (100 * 1,5) + 1,35 * 9,4) * \frac{2,3}{2} = 273,3 \text{ KN}$$

An der Sohle sind 4 Querbewehrungsbügel, Ø 10 mm, Abstand 20 cm vorgesehen.

In soletta sono previsti 4 spilli di armatura a taglio, Ø 10 mm a passo 20 cm.

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}	=	50	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	42	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	22.05	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}	=	273.30	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	0.00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	191	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1500	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	12	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	10.0	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	1130	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0039	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	2.00	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.64	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	182.71	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	182.71	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}	=	10	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	4.0	--
Passo in direzione asse elemento	s	=	150	mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	316	mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Controllo duttilità (SI = duttile)	0.53	<	11.02	SI
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	22.00	°
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	f'_{cd}	=	11.02	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c	=	1.00	--

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	V_{Rsd}	=	336.12	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	987.25	kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	336.12	kN

VERIFICA SODDISFATTA.

Abbildung 18: Schubüberprüfung der Sohle

Figura 18: Verifica a taglio soletta

Es wird unterstrichen, dass bei den Überprüfungen vorsichtshalber die Axialwirkung, welche laut Modellierung einen Maximalwert von 621 kN am GZT05 sowie 485 kN auf GZG05 erreicht, übergangen wurde, indem die FS erhöht wurden.

Si precisa che nelle verifiche è stata cautelativamente trascurata l'azione assiale che da modellazione raggiunge un valore massimo di 621 kN allo SLU05 e di 485 kN allo SLE05 incrementando l'FS.

4.3 AUSBREITUNG DER EINGEBAUTEN SCHALENWIRKUNG

Die Kompressionswirkung in der eingebauten Innenschale wird auf den Basistübbing übertragen. Dieser Tübbing zeigt, wie in Figura 19 aufgezeigt, entschieden höhere Stärken, und ist außerdem aus Beton von bessere Qualität als das der eingebauten Schalen realisiert. Dies garantiert die Verträglichkeit der von der Schale übertragenen Belastungen auf den Basistübbing. Allerdings ist annehmbar, dass sich ein Teil der Axialwirkung der Innenschale auf den Basistübbing überträgt, mit Belastung der Stütze die im Detail 1 der Figura 19 aufgezeigt ist.

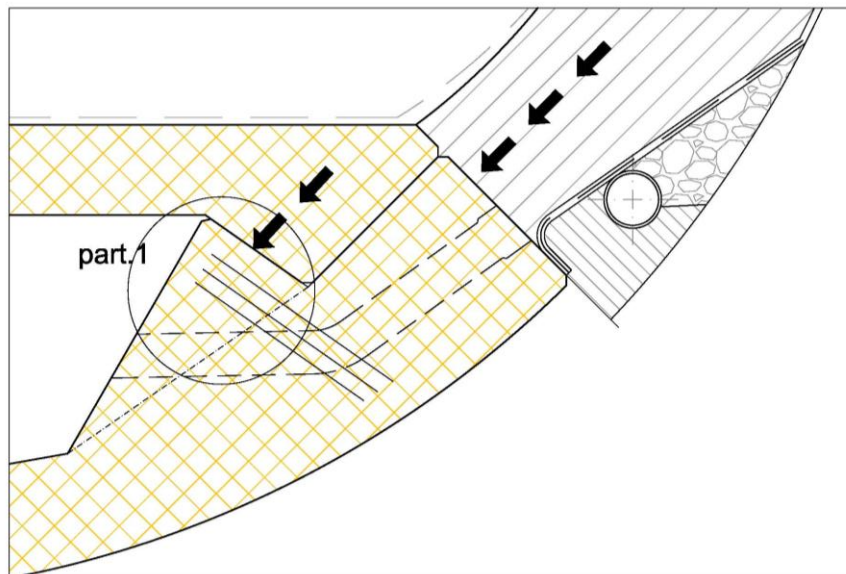


Abbildung 19: Verteilung der Axialwirkung

Vorsichtshalber wird berücksichtigt, dass 50% die Axialwirkung der Innenschale am Basistübbing, im GZT05 des Ausbruchquerschnitts PL-E-T2 [5] von 1591 KN, auf die Stütze in Figura 19 lastet.

Eine Begrenzungswirkung von 50% der Kompressionswirkung, wird als ausreichend geschätzt, also von:

$$F_{tsd} = \frac{796 * 1,5}{2} = 597 \text{ KN}$$

Die Begrenzungskraft wird 3 Reihen mit je von 10 Stäben Ø12 übertragen, welche im Stande sind eine Widerstandskraft zu leisten von:

$$F_{tRd} = 3 * 10 * \pi * \frac{\varphi^2}{4} * f_{yd} = 1272 \text{ KN}$$

Die Überprüfung ergibt sich daher als zufriedenstellend da $F_{tRd} > F_{tsd}$, beide 1,5 m herausragend.

4.3 DIFFUSIONE DELL'AZIONE DEL RIVESTIMENTO GETTATO IN OPERA

L'azione di compressione presente nel rivestimento definitivo gettato in opera si trasmette al concio di base. Tale concio, oltre ad essere realizzato con calcestruzzo di qualità maggiore dei rivestimenti gettati in opera, presenta, come evidente dalla Figura 19, spessori decisamente maggiori. Questo garantisce la compatibilità delle sollecitazioni trasmesse dal rivestimento al concio di base. Tuttavia è ipotizzabile che quota parte dell'azione assiale presente nel rivestimento definitivo si trasmetta al concio di base sollecitando la mensola rappresentata nel particolare 1 di Figura 19.

Figura 19: Diffusione dell'azione assiale

Si considera cautelativamente che il 50% dell'azione assiale presente nel rivestimento definitivo in corrispondenza del concio di base, pari a 1591 KN nello SLU05 della PL-E-T2 [5], carichi la mensola rappresentato in Figura 19.

Si ritiene sufficiente un'azione di confinamento pari al 50% dell'azione di compressione, pari quindi a:

$$F_{tsd} = \frac{796 * 1,5}{2} = 597 \text{ KN}$$

La forza di confinamento è affidata a 3 file di 10 ferri Ø12 in grado di fornire una forza resistente pari a:

$$F_{tRd} = 3 * 10 * \pi * \frac{\varphi^2}{4} * f_{yd} = 1272 \text{ KN}$$

La verifica risulta quindi soddisfatta in quanto $F_{tRd} > F_{tsd}$, entrambe definite su 1,5 m di dimensione fuori piano.

5 VERZEICHNISSE

5.1 ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: Basistübbingmodell	3
Abbildung 2: Berechnungsmodell des Ausbruchquerschnitts C-E-T 6	
Abbildung 3: Basistübbingmodell	7
Abbildung 4: GZT06 - Bieugungsmoment PL-E-T2.....	8
Abbildung 5: Basistübbingstärken.....	8
Abbildung 6: Überprüfung auf Biegung des Basistübbings (GZT) Msd=49 KN m - h=31cm.....	9
Abbildung 7: Überprüfung auf Biegung des Basistübbings Msd=-171 KN m (GZT) - h=70cm.....	9
Abbildung 8: Überprüfung auf Biegung des Basistübbings Msd=-78 KN m (GZT) - h=31cm.....	10
Abbildung 9: GZG06 - Bieugungsmoment PL-E-T2	11
Abbildung 10: GZG- und Rissüberprüfung des Tübbings für die Hebungslast	12
Abbildung 11: GZG- und Rissüberprüfung des Tübbings, Msd=-128 KN m	13
Abbildung 12: GZG- und Rissüberprüfung des Tübbings Msd=-60 KNm	14
Abbildung 13: GZT06 - Schub PL-E-T2	15
Abbildung 14: Schubüberprüfung des Tübbings	16
Abbildung 15: Gegengewölbemodell.....	17
Abbildung 16: Biegeüberprüfung der Sohle (GZT).....	18
Abbildung 17: GZT- und Rissüberprüfung der Sohle	19
Abbildung 18: Schubüberprüfung der Sohle	20
Abbildung 19: Verteilung der Axialwirkung.....	21

5.2 REFERENZDOKUMENTE

5.2.1 Eingangsdokumente

- [1] 02_H61_OP_010_KST_D0700_21070 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Erkundungsstollen - bestehend - Statische Berechnung C-E-Ta
- [2] 02_H61_OP_010_KST_D0700_21071 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Muls 2-3 - Erkundungsstollen - bestehend - Statische Berechnung C-E-Tb/Td

5 ELENCHI

5.1 ELENCO DELLE ILLUSTRAZIONI

Figura 1: Modello del concio di base.....	3
Figura 2: Modello di calcolo della sezione C-E-T	6
Figura 3: Modello del concio di base.....	7
Figura 4: SLU06 - Momento flettente PL-E-T2.....	8
Figura 5: Spessori del concio di base	8
Figura 6: Verifica a flessione del concio (SLU) Msd=49 KN m - h=31cm	9
Figura 7: Verifica a flessione del concio Msd=-171 KN m (SLU) - h=70cm	9
Figura 8: Verifica a flessione del concio Msd=-78 KN m (SLU) - h=31cm	10
Figura 9: SLE06 - Momento flettente PL-E-T2	11
Figura 10: Verifica SLE e a fessurazione del concio per il carico di sollevamento.....	12
Figura 11: Verifica SLE e a fessurazione del concio, Msd=-128 KN m	13
Figura 12: Verifica SLE e a fessurazione del concio, Msd=-60 KN m.	14
Figura 13: SLU06 - Taglio PL-E-T2.....	15
Figura 14: Verifica a taglio del concio	16
Figura 15: Modello della soletta di chiusura	17
Figura 16: Verifica a flessione della soletta (SLU)	18
Figura 17: Verifica SLE e a fessurazione soletta.	19
Figura 18: Verifica a taglio soletta.....	20
Figura 19: Diffusione dell'azione assiale	21

5.2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

5.2.1 Documenti in ingresso

- [1] 02_H61_OP_010_KST_D0700_21070 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Cunicolo Esplorativo esistente - Calcolo statico - Relazione di calcolo C-E-Ta
- [2] 02_H61_OP_010_KST_D0700_21071 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Muls 2-3 - Cunicolo Esplorativo

- [3] 02_H61_OP_010_KST_D0700_21072 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mault 2-3 - Erkundungsstollen - bestehend - Statische Berechnung C-E-Tc
- [4] 02_H61_OP_010_KST_D0700_21073 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mault 2-3 - Erkundungsstollen - bestehend - Statische Berechnung CL-E-T
- [5] 02_H61_OP_010_KST_D0700_21073 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mault 2-3 - Erkundungsstollen - bestehend - Statische Berechnung PL-E-T1/T2
- [6] 02_H61_EG_995_KTB_D0700_15003 Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mault 2-3 - Gesamtbauwerke - Sicherheit gegen Feuereinwirkung

esistente - Calcolo statico - Relazione di calcolo C-E-Tb/Td

- [3] 02_H61_OP_010_KST_D0700_21072 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules 2-3 Cunicolo Esplorativo esistente - Calcolo statico - Relazione di calcolo C-E-Tc
- [4] 02_H61_OP_010_KST_D0700_21073 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules 2-3 - Cunicolo Esplorativo esistente - Calcolo statico - Relazione di calcolo CL-E-T
- [5] 02_H61_OP_010_KST_D0700_21074 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules 2-3 - Cunicolo Esplorativo esistente - Calcolo statico - Relazione di calcolo PL-E-T1/T2
- [6] 02_H61_EG_995_KTB_D0700_15003- Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules 2-3 - Opere generali - Sicurezza nei riguardi dell'esposizione al fuoco

5.2.2 Normen und Richtlinien

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

5.2.2 Normative e Linee Guida

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

[16] D.M. 16.02.2007 "Feuerwiderstandsklassifizierung von Erzeugnisse und Bauelemente für Bauwerke"

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