



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 Zwischenplatte		Titolo Relazione di calcolo soletta intermedia					
 Raggruppamento Temporaneo di Imprese 4P <small>via Pio Iler S.r.l., Via G.B. Sammartini 5, 20125 Milano, Tel. +39 0287767911, Fax +39 0287152612</small>		Generalplaner / Responsabile integrazioni prestazioni specialistiche Ing. Enrico Maria Pizzarotti Ord. Ingg. Milano N° A 29470					
Mandataria  Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.	Mandante 	Mandante 	Mandante 				
Fachplaner / il progettista specialista Ing. Enrico Maria Pizzarotti Ord. Ingg. Milano N° A 29470		Fachplaner / il progettista specialista					
	Datum / Data	Name / Nome	Gesellschaft / Società				
	Bearbeitet / Elaborato 30.01.2015	Bignamini	Pro Iter				
	Geprüft / Verificato 30.01.2015	Rivoltini	Pro Iter				
 Galleria di Base del Brennero Brenner Basistunnel BBT SE		Name / Nome R. Zurlo	Name / Nome K. Bergmeister				
Projekt-kilometer / Chilometro progetto von / da 32.0+88 bis / a 54.0+15 bei / al	Projekt-kilometer / Chilometro opera von / da bis / a bei / al	Status Dokument / Stato documento	Massstab / Scala -				
Staat Stato	Los Lotto	Einheit Unità	Nummer Numero	Dokumentenart Tipo Documento	Vertrag Contratto	Nummer Codice	Revision Revisione
02	H61	OP	200	KST	D0700	21021	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 / 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	BERECHNUNGSMODELL	
3	MODELLO DI CALCOLO	6
3.1	LASTENANALYSE	
3.1	ANALISI DEI CARICHI	6
3.1.1	Eigengewicht G1	
3.1.1	Peso proprio G1	6
3.1.2	Lüftung Q1	
3.1.2	Ventilazione Q1	6
3.1.3	Auslastung Q2	
3.1.3	Utilizzazione Q2	6
3.1.4	Brand A1	
3.1.4	Incendio A1	6
3.1.4.1	Temperatur-Zeitkurve im Tunnelbau [UNI 11076]	
3.1.4.1	Curva della temperatura/tempo per tunnel [UNI 11076]	6
3.1.4.2	Koeffizienten zur Bewertung der temperaturbedingten Festigkeitsminderung der Materialien	
3.1.4.2	Coefficienti per la valutazione della diminuzione delle caratteristiche di resistenza dei materiali in funzione della temperatura.....	8
3.2	NACHWEISE	
3.2	VERIFICHE	9
3.2.1	Traggrenzzustände (SLU) und Gebrauchsgrenzzustände (SLE)	
3.2.1	Stati Limite Ultimi (SLU) e Stati Limite di Esercizio (SLE)	9
3.2.1.1	Kombinations- und Teilkoeffizienten der Sicherheit der Wirkungen	
3.2.1.1	Coefficienti di combinazione e parziali di sicurezza per le azioni	9
3.2.1.2	Teilkoeffizienten der Festigkeitssicherheit	
3.2.1.2	Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze	9
3.3	ERGEBNISSE	
3.3	RISULTATI	9
3.3.1	Traggrenzzustände (SLU)	
3.3.1	Sollecitazioni Stati Limite Ultimi (SLU).....	9
3.3.2	Gebrauchsgrenzzustände (SLE)	
3.3.2	Sollecitazioni Stati Limite d'Esercizio (SLE).....	10
3.3.3	Brandzustände (SLU).....	11
3.3.4	Sollecitazioni incendio (SLU).....	11
3.4	NACHWEISE	
3.4	VERIFICHE	11
3.4.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)	
3.4.1	Verifiche Stati Limite Ultimi.....	11
3.4.1.1	Überprüfung auf Biegung	
3.4.1.1	Verifica a flessione	11

3.4.1.2	Querkraftüberprüfung	
3.4.1.2	Verifica a taglio	11
3.4.2	Gebrauchsgrenzzustandsüberprüfungen	
3.4.2	Verifiche Stati Limite d'Esercizio.....	11
3.4.3	Rissüberprüfungen	
3.4.3	Verifiche a fessurazione	11
3.4.4	Verformungsüberprüfung	
3.4.4	Verifica di deformabilità	11
3.4.5	Prüfung auf Biegungsermüdung	
3.4.5	Verifica a fatica a flessione.....	12
3.4.6	Prüfung auf Querkraftermüdung	
3.4.6	Verifica a fatica a taglio	13
3.4.7	Brandüberprüfung (GZT)	
3.4.7	Verifica incendio (SLU).....	13
4	ANKER	
4	ANCORAGGI	13
5	VERZEICHNISSE	
5	ELENCHI	14
5.1	REFERENZDOKUMENTE	
5.1	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	14
5.1.1	Eingangsdokumente	
5.1.1	Documenti in ingresso	14
5.1.2	Normen und Richtlinien	
5.1.2	Normative e Linee Guida.....	14
ANHANG 1		
APPENDICE 1		15
ANHANG 2		
APPENDICE 2		16
ANHANG 3		
APPENDICE 3		17
ANHANG 4		
APPENDICE 4		19
ANHANG 5		
APPENDICE 5		21
ANHANG 6		
APPENDICE 6		22

1 EINFÜHRUNG

Der vorliegende Bericht handelt von der Dimensionierung der Innenschale die im Fensterstollen von Mauls zwischen der Lüftungskammer und dem Zugangstunnel zur Nothaltestelle vorgesehen ist.

Die Struktur hat eine Lichtweite von ca. 9.4 m und stützt an ihren Enden auf der Außenschale des Tunnels wie aus folgende Abbildung hervorgeht.

1 INTRODUZIONE

La presente relazione tratta il dimensionamento della soletta intermedia prevista nella finestra di Mules tra il camerone di ventilazione e la galleria di accesso alla fermata di emergenza.

La struttura ha una luce di circa 9.4 m ed è appoggiata agli estremi sul rivestimento definitivo della galleria, come illustrato nella seguente figura.

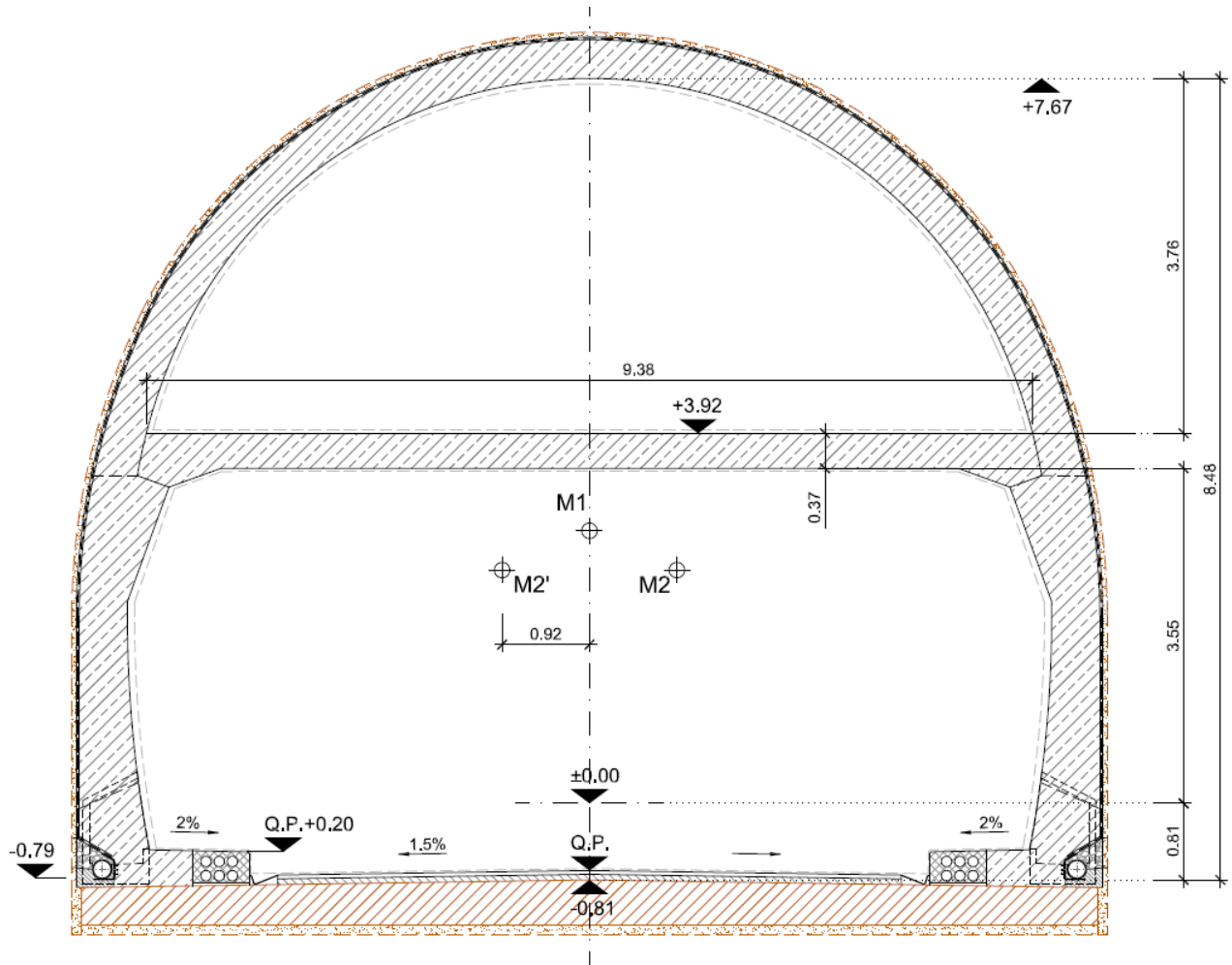


Abbildung 1: Darstellung der Mittelplatte

Figura 1: Rappresentazione della soletta intermedia

2 MATERIALIEN

2.1 BETON

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

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

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

Hierbei sind:

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

2.2 BEWEHRUNGSSTAHL

Für die Dimensionierung der Platte wird Baustahl des Typs B450C heranzuziehen:

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

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

Hierbei ist:

- E_s ist das Elastizitätsmodul
- f_{yk} – charakteristischer Wert der Streckgrenze des Betonstahls

2 MATERIALI

2.1 CALCESTRUZZO

Per il dimensionamento della soletta si considera un calcestruzzo con classe di resistenza C30/37 con le seguenti caratteristiche:

Dove:

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

2.2 ACCIAIO DA ARMATURA

Per il dimensionamento della soletta si utilizza l'acciaio tipo B450C:

dove:

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

3 BERECHNUNGSMODELL

Das Berechnungsmodell der Innenschale ist das eines Trägers auf zwei Stützen mit 9.4 m Stützweite.

3.1 LASTENANALYSE

In Folge werden die zu benutzenden Einwirkungen zur Dimensionierung der Innenschale festgelegt.

3.1.1 Eigengewicht G1

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

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

3.1.2 Lüftung Q1

Für die Dimensionierung der Innenschale wurde eine Sonderlast von $\pm 20\text{ kN/m}^2$ (Szenario N [2]), eine häufige Last von $+9.27\text{ kN/m}^2$ (Szenario SZ 21 [2]), eine seltene Last von -5.90 kN/m^2 (Szenario N [2]) und eine Ermüdungslast von $+6.56\text{ kN/m}^2$ (Szenario SZ 14 [2]) angewandt. Aus Konventionsgründen werden die nach oben wirkenden Lasten mit dem Zeichen +, und die nach unten wirkenden mit dem Zeichen – gekennzeichnet.

3.1.3 Auslastung Q2

Für die Dimensionierung der Innenschale wurde eine wechselnde Last von -4.0 kN/m^2 [2] angewandt. Aus Konventionsgründen werden die nach oben wirkenden Lasten mit dem Zeichen +, und die nach unten wirkenden mit dem Zeichen – gekennzeichnet.

3.1.4 Brand A1

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 gewährleistet.

3.1.4.1 Temperatur-Zeitkurve im Tunnelbau [UNI 11076]

Die Feuerexposition wird mittels der Temperatur-Zeitkurve der Norm UNI 11076 beschrieben, die anschließend dargestellt, und im Rechnungsprogramm CPI win REI Calcolo verwendet wird.

3 MODELLO DI CALCOLO

Lo schema di calcolo della soletta intermedia è di trave su due appoggi con luce pari a 9.4m.

3.1 ANALISI DEI CARICHI

In seguito si definiscono le azioni da utilizzare nel dimensionamento della soletta intermedia

3.1.1 Peso proprio G1

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

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

3.1.2 Ventilazione Q1

Per il dimensionamento delle solette intermedie si è adottato un carico eccezionale pari a $\pm 20\text{ kN/m}^2$ (scenario N [2]), un carico frequente pari a $+9.27\text{ kN/m}^2$ (scenario SZ 21 [2]), un carico raro pari a -5.90 kN/m^2 (scenario N [2]) e un carico a fatica pari a $+6.56\text{ kN/m}^2$ (scenario SZ 14 [2]). Per convenzione si intendono agenti verso l'alto i carichi indicati con segno + e agenti verso il basso quelli con segno -.

3.1.3 Utilizzazione Q2

Per il dimensionamento delle solette intermedie si è adottato un carico variabile pari a -4.0 kN/m^2 [2]. Per convenzione si intendono agenti verso l'alto i carichi indicati con segno + e agenti verso il basso quelli con segno -.

3.1.4 Incendio A1

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.

3.1.4.1 Curva della temperatura/tempo per tunnel [UNI 11076]

L'esposizione al fuoco viene descritta dalla curva della temperatura/tempo della normativa UNI 11076, di seguito riportata ed inserita nel programma di calcolo CPI win REI Calcolo.

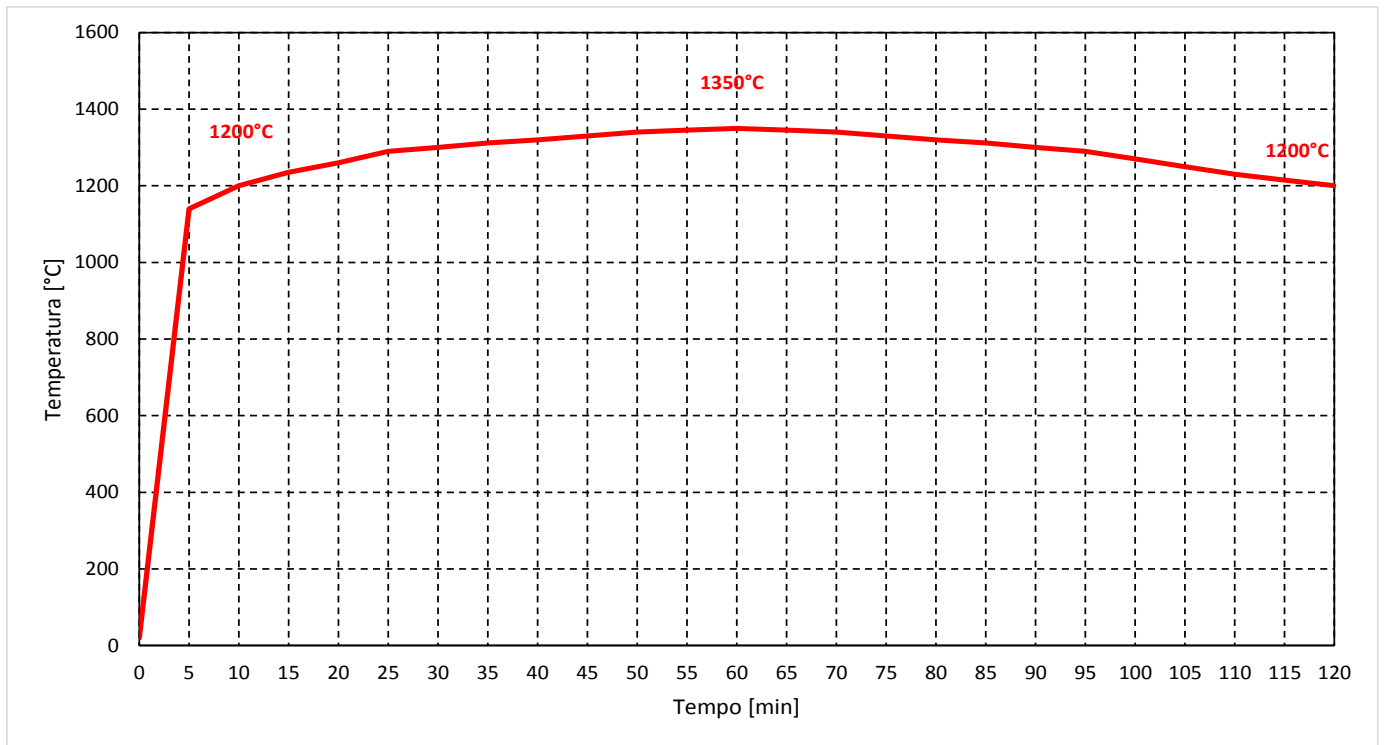


Abbildung 2: Temperatur-Zeitkurve

Figura 2: Curva della temperatura/tempo

Tempo (min)	Temperatura (°C)
0	20
5	1140
10	1200
15	1235
20	1260
25	1290
30	1300
35	1312
40	1320
45	1330
50	1340
55	1345
60	1350
65	1345
70	1340
75	1330
80	1320
85	1312
90	1300
95	1290
100	1270
105	1250
110	1230
115	1215
120	1200

Abbildung 3: Temperaturwerte zu den verschiedenen Zeitpunkten

Figura 3 Valori della temperatura nei diversi istanti temporali

3.1.4.2 Koeffizienten zur Bewertung der temperaturbedingten Festigkeitsminderung der Materialien

3.1.4.2 Coefficienti per la valutazione della diminuzione delle caratteristiche di resistenza dei materiali in funzione della temperatura

Laut Norm UNI EN 1992-1-2 wird, wie in den nachfolgenden Abbildungen dargestellt, die Materialfestigkeit durch Überhitzung gemindert:

In conformità alla UNI EN 1992-1-2 la resistenza dei materiali si riduce con l'aumento della temperatura, come rappresentato nelle figure seguenti:

- 1 Curva 1: calcestruzzo ordinario con aggregati silicei
- 2 Curva 2: calcestruzzo ordinario con aggregati calcarei

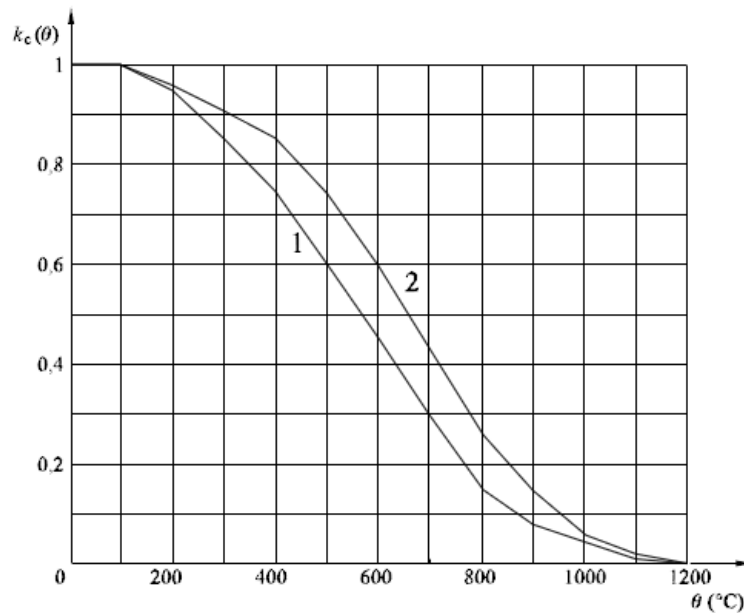


Abbildung 4: Koeffizient $k_c(\theta)$ und $k_{ct}(\theta)$ zur Bewertung der Festigkeitsminderung von Beton

Figura 4 Coefficiente $k_c(\theta)$ per tener conto della diminuzione della resistenza caratteristica (f_{ck}) del calcestruzzo

- Curva 1 Armatura tesa (laminata a caldo) per deformazioni $\epsilon_{s,fi} \geq 2\%$
- Curva 2 Armatura tesa (trafilata a freddo) per deformazioni $\epsilon_{s,fi} \geq 2\%$
- Curva 3 Armatura compressa e tesa per deformazioni $\epsilon_{s,fi} < 2\%$

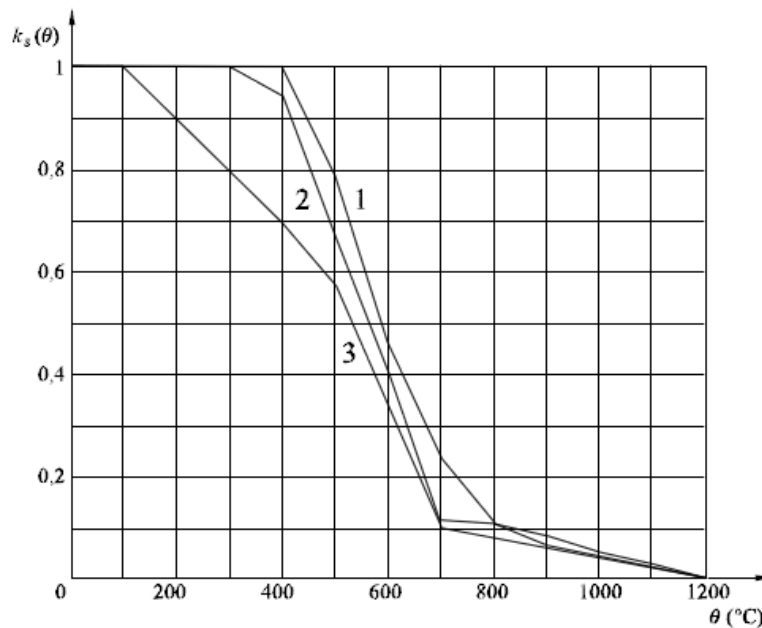


Abbildung 5: Koeffizient $k_s(\theta)$ zur Bewertung der Minderung der charakteristischen Zug- und Druckfestigkeit (f_{yk}) von Stahlbetons Klasse N

Figura 5 Coefficiente $k_s(\theta)$ per tener conto della diminuzione della resistenza caratteristica (f_{yk}) a trazione e a compressione dell'armatura classe N.

3.2 NACHWEISE

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

3.2.1 Traggrenzzustände (SLU) und Gebrauchsgrenzzustände (SLE)

3.2.1.1 Kombinations- und Teilkoeffizienten der Sicherheit der Wirkungen

Die Kombinationen der zu berechnenden Einwirkungen müssen, laut allen NTC 2008, mit den entsprechenden Kombinationskoeffizienten ψ erfasst werden. Im überprüften Fall werden folgende Werte angewandt:

Gefahren-Szenario / Scenario Di Pericolo	Nachweis-Verfahren / Verifica	Eigengewicht / Peso Proprio	Dauerlasten (Auslastung) / Carichi Permanenti (Utilizzazione)	Wechselast (Auslastung) / Carichi Variabili (Utilizzazione)	Lüftungs-Druck (Ausnahme) / Pressione Ventilazione (Eccezionale)	Lüftungs-Druck (Wechselnd) / Pressione Ventilazione (Variabile)
Lüftung / Ventilazione	SLU	$\gamma_g = 1.00$	-	-	$\gamma_a = 1.00$	-
	SLE (FREQUENTE)	$\gamma_g = 1.00$	-	-	-	$\gamma_0 = 0.00$
	SLE (RARO)	$\gamma_g = 1.00$	-	-	-	$\gamma_1 = 1.00$
Brand/ Incendio	SLU	$\gamma_g = 1.00$	-	-	-	-
Ermüdung/ Fatica	SLU	$\gamma_g = 1.00$	-	-	-	$\gamma_q = 1.00$
Auslastung / Utilizzazione	SLU	$\gamma_g = 1.35$	-	$\gamma_q = 1.50$	-	-
	SLE (FREQUENTE)	$\gamma_g = 1.00$	-	$\gamma_q = 1.00$	-	-
	SLE (QUASI PERMANENTE)	$\gamma_g = 1.00$	-	-	-	-

Abbildung 6: Kombinations- und Teilkoeffizienten der Sicherheit der Einwirkungen

3.2 VERIFICHE

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

3.2.1 Stati Limite Ultimi (SLU) e Stati Limite di Esercizio (SLE)

3.2.1.1 Coefficienti di combinazione e parziali di sicurezza per le azioni

Le combinazioni delle azioni da analizzare devono essere considerate, in conformità alle NTC 2008, con i relativi coefficienti di combinazione ψ , nel caso in esame si adottano i seguenti valori:

Figura 6 Coefficienti di combinazione e parziali di sicurezza per le azioni

3.2.1.2 Teilkoeffizienten der Festigkeitssicherheit

Die die mit BBT SE vereinbarten und an der Materialfestigkeit angewandten Sicherheitskoeffizienten um eine Lebensdauer der Werke von 200 Jahren zu gewährleisten sind folgende:

$\gamma_c = 1.6$ e $\gamma_s = 1.2$ für Auslastungskombinationen

$\gamma_c = 1.2$ e $\gamma_s = 1.0$ für Sonderkombinationen (Lüftung) und für Brandlast

3.2.1.2 Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze

I coefficienti di sicurezza, concordati con BBT SE al fine di garantire una vita utile dell'opera di 200anni, applicati alle resistenze dei materiali sono i seguenti:

$\gamma_c = 1.6$ e $\gamma_s = 1.2$ per le combinazioni di utilizzazione

$\gamma_c = 1.2$ e $\gamma_s = 1.0$ per le combinazioni eccezionali (ventilazione) e per il carico da incendio

3.3 ERGEBNISSE

3.3.1 Traggrenzzustände (SLU)



Abbildung 7: $M_{SLU-Lüftung}$

3.3 RISULTATI

3.3.1 Sollecitazioni Stati Limite Ultimi (SLU)

Figura 7 $M_{SLU-VENTILAZIONE}$



Abbildung 8: M_{SLU} -Lüftung

Figura 8 M_{SLU} -VENTILAZIONE



Abbildung 9: M_{SLU} -Auslastung

Figura 9 M_{SLU} -UTILIZZAZIONE

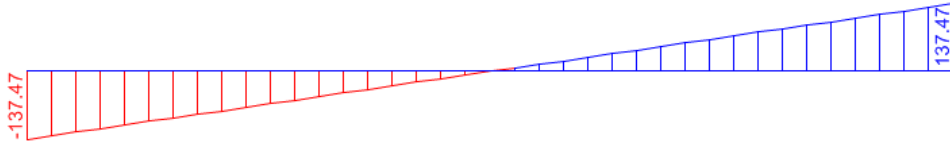


Abbildung 10: V_{SLU} -Maximum

Figura 10: V_{SLU} -MASSIMO-VENTILAZIONE

3.3.2 Gebrauchsgrenzzustände (SLE)

3.3.2 Sollecitazioni Stati Limite d'Esercizio (SLE)



Abbildung 11: M_{SLE} -häufige Lüftung

Figura 11: M_{SLE} -VENTILAZIONE-FREQUENTE

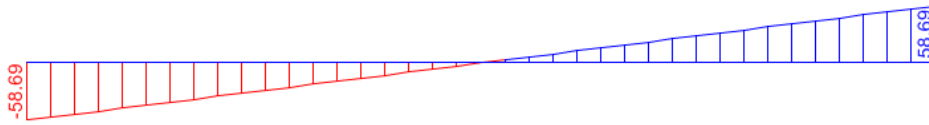


Abbildung 12: V_{SLE} -Eigengewicht

Figura 12: V_{SLE} -PESO PROPRIO



Abbildung 13: M_{SLE} -seltene Lüftung

Figura 13: M_{SLE} -VENTILAZIONE-RARO



Abbildung 14: M_{SLE} - häufige Auslastung

Figura 14: M_{SLE} -UTILIZZAZIONE-FREQUENTE



Abbildung 15: M_{ole} -Ermüdung

Figura 15: M_{SLE} -FATICA

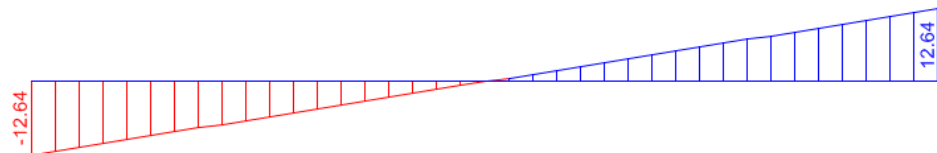


Abbildung 16: V_{SLE} -Ermüdung

Figura 16 V_{SLE} -FATICA

3.3.3 Brandzustände (SLU)

3.3.4 Sollecitazioni incendio (SLU)



Abbildung 17: $M_{SLU-Brand}$

Figura 17: $M_{SLU-INCENDIO}$

3.4 NACHWEISE

3.4 VERIFICHE

3.4.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

3.4.1 Verifiche Stati Limite Ultimi

3.4.1.1 Überprüfung auf Biegung

3.4.1.1 Verifica a flessione

Durch Einbeziehung der Toleranz von 2cm wird ein Querschnitt von 100x35cm statt 100x37cm mit Bewehrungsseisen $\phi 26/15$ an der Laibung und $\phi 20/15$ am Rücken, sowie Abstandhalter $\phi 12/15$, mit netto Betondeckung 5cm überprüft.

Tenuti conto dei 2cm di tolleranza si verifica una sezione 100x35cm invece della sezione 100x37cm armata con ferri principali $\phi 26/15$ lato intradosso e $\phi 20/15$ lato estradosso, i ripartitori sono $\phi 12/15$ con copriferro netto 5cm.

In Anhang 1 wird die Querschnittsprüfung auf Biegung der Traggrenzzustände aufgezeigt.

Nell'Appendice 1 si riporta la verifica della sezione a flessione agli Stati Limite Ultimi.

3.4.1.2 Querkraftüberprüfung

3.4.1.2 Verifica a taglio

Im Anhang 2 wird die Querschnittsprüfung auf Querkraft der Traggrenzzustände des Querschnitts von 100x35 cm aufgezeigt.

Nell'Appendice 2 si riporta la verifica della sezione a taglio agli Stati Limite Ultimi della sezione pari a 100x35 cm.

3.4.2 Gebrauchsgrenzzustandsüberprüfungen

3.4.2 Verifiche Stati Limite d'Esercizio

Im Anhang 3 wird die Querschnittsprüfung auf Biegung der Gebrauchsgrenzzustände aufgezeigt.

Nell'Appendice 3 si riporta la verifica della sezione a flessione agli Stati Limite di Esercizio.

3.4.3 Rissüberprüfungen

3.4.3 Verifiche a fessurazione

Im Anhang 4 wird die Prüfung auf Rissbildung aufgezeigt.

Nell'Appendice 4 si riporta la verifica a fessurazione.

3.4.4 Verformungsüberprüfung

3.4.4 Verifica di deformabilità

In Folge wird die Prüfung auf elastische sowie viskose Verformung gezeigt.

Nel seguito si esegue la verifica di deformabilità sia in fase elastica che viscosa.

Wie im Absatz C.4.1.2.2.2 des Rundschreibens der NTC2008 ist der Grenzwert $1/250$ der Lichtweite.

Come indicato nel paragrafo C.4.1.2.2.2 della circolare delle NTC2008 il limite è pari a $1/250$ della luce.

$$9400\text{mm}/250 = 37.6\text{mm}$$

$$9400\text{mm}/250 = 37.6\text{mm}$$

Elastische Verformung:

Deformazione elastica:

$$b = 1000 \quad \text{mm}$$

$$b = 1000 \quad \text{mm}$$

$$h = 350 \quad \text{mm}$$

$$h = 350 \quad \text{mm}$$

$$q = 9.25 \quad \text{kN/m}$$

$$q = 9.25 \quad \text{kN/m}$$

$$L = 9400 \quad \text{mm}$$

$$L = 9400 \quad \text{mm}$$

$$E = 32588 \quad \text{N/mm}^2$$

$$E = 32588 \quad \text{N/mm}^2$$

$$J = 3572916667 \quad \text{mm}^4$$

$$J = 3572916667 \quad \text{mm}^4$$

$$f = 8.08 \quad \text{mm}$$

$$f = 8.08 \quad \text{mm}$$

Viskose Verformung:

Im Falle von viskose Verformung wird das elastische Modul laut UNI EN 1992-1-1 Absatz 7.4.3 mit der Formel 7.20 reduziert:

$$E_{c,eff} = E_{cm}/(1+\phi^{\infty},t_0)$$

Berücksichtigt man ein t_0 gleich 7 Tage und eine relative Feuchtigkeit von 75% erhält man von Tabelle 11.2.VI der NTC2008 ein ϕ im Wert von 2.5.

b =	1000	mm
h =	350	mm
q =	9.25	kN/m
ϕ =	2.5	
L =	9400	mm
E =	9310.86	N/mm ²
J =	3572916667	mm ⁴
f =	28.27	mm

In beiden Fällen ist der Pfeil tiefer als der Grenzpfail.

3.4.5 Prüfung auf Biegungsermüdung

Die Prüfungen auf Ermüdung durch Biegung werden laut UNI EN 1992-1-1, Absatz 6.8 durch getrennte Prüfungen des Beton und des Stahls ausgeführt. Insbesondere:

Stahlprüfungen: die Überprüfungen werden unter GZG-Zuständen ausgeführt, in dem man die zyklischen Einwirkungen der widrigsten Grundkombination addiert (häufige Kombination bei Grenzgebrauchstauglichkeit). Danach wird die Ungleichheit (6.71) der Norm überprüft, wobei eine Zyklusanzahl von 10^6 (geradlinige Stäbe) und die Sicherheitskoeffizienten $\gamma_{F,fat}$ und $\gamma_{S,fat}$ von jeweils 1.00 (Vermerk 1 von Kapitel 6.8.4) und 1.20 (Sicherheitskoeffizient des Bewehrungsstahls) erfasst werden.

Betonprüfungen: die Überprüfungen werden unter GZG-Zuständen ausgeführt, in dem man die zyklischen Wirkungen der widrigsten Grundkombination addiert (häufige Kombination bei Grenzgebrauchstauglichkeit). Danach wird die Ungleichheit (6.77) der Norm überprüft. Bei Berechnung der Planungsfestigkeit auf Ermüdung des Betons ($f_{cd,fat}$) müssen der Typ des Betons und der Zeitraum, bei dem die Anwendung der zyklischen Last beginnt, festgelegt werden: Sicherheitshalber kann man annehme, dass $t_0=28$ Tage und $s=0.20$ (in dem man den Koeffizienten β_{cc} , der in Kapitel 3.1.2 festlegt ist, minimalisiert).

Im Anhang 5 wird die Querschnittsprüfung auf Biegung der Ermüdungsgrenzzustände aufgezeigt.

Deformazione viscosa:

Nel caso di deformazione viscosa il modulo elastico viene ridotto secondo UNI EN 1992-1-1 paragrafo 7.4.3 con la formula 7.20:

$$E_{c,eff} = E_{cm}/(1+\phi^{\infty},t_0)$$

Considerando un t_0 pari a 7 giorni ed un'umidità relativa pari a 75% si ottiene dalla tabella 11.2.VI delle NTC2008 un ϕ del valore di 2.5.

b =	1000	mm
h =	350	mm
q =	9.25	kN/m
ϕ =	2.5	
L =	9400	mm
E =	9310.86	N/mm ²
J =	3572916667	mm ⁴
f =	28.27	mm

In entrambi i casi la freccia è inferiore alla freccia limite.

3.4.5 Verifica a fatica a flessione

Le verifiche a fatica a flessione si effettuano secondo UNI EN 1992-1-1, paragrafo 6.8 eseguendo verifiche separate per il calcestruzzo e per l'acciaio. In particolare:

Verifiche lato acciaio: le verifiche sono eseguite in condizione SLE sommando le azioni cicliche alla combinazione di base più sfavorevole (Combinazione Frequente a Stato Limite di Esercizio). Si procede quindi verificando la disequaglianza (6.71) della Normativa, considerando un numero di cicli N^* pari a 10^6 (barre dritte) ed i coefficienti di sicurezza $\gamma_{F,fat}$ e $\gamma_{S,fat}$ pari rispettivamente a 1.00 (Nota 1 del paragrafo 6.8.4) e 1.20 (coefficiente di sicurezza sull'acciaio da armatura).

Verifiche lato cls: le verifiche sono eseguite in condizione SLE sommando le azioni cicliche alla combinazione di base più sfavorevole (Combinazione Frequente a Stato Limite di Esercizio). Si procede quindi verificando la disequaglianza (6.77) della Normativa. Nel calcolo della resistenza di progetto a fatica del cls ($f_{cd,fat}$) occorre definire il tipo di cemento e il tempo in giorni in cui comincia l'applicazione del carico ciclico: ponendosi a favore di sicurezza si può assumere $t_0=28$ gg e $s=0.20$ (minimizzando il coefficiente β_{cc} definito nel paragrafo 3.1.2).

Nell'Appendice 5 si riporta la verifica della sezione a flessione allo Stato Limite di Fatica

3.4.6 Prüfung auf Querkraftermüdung

Die Prüfungen auf Querkraftermüdung werden laut UNI EN 1992-1-1, Absatz 6.8.7 Punkt (4) ausgeführt. Insbesondere für Bauglieder bei denen die Berechnung der Bewehrungen auf Querkraft bei Traggrenzzustand nicht nötig ist, kann angenommen werden, dass der Beton der Querkraftermüdung stand hält wenn folgende Bedingungen eintreten:

- per $V_{Ed,min}/V_{Ed,max} \geq 0$:

$$V_{Ed,max} / V_{Rd,c} \leq 0.5 + 0.45 \cdot (V_{Ed,min} / V_{Rd,c}) \leq 0.9$$

$$V_{Ed,min} / V_{Ed,max} = 12.64 / 58.69 = 0.22 \geq 0$$

$$58.69 / 197.8 \leq 0.5 + 0.45 \cdot (12.64 / 197.8) \leq 0.9$$

$$0.30 \leq 0.53 \leq 0.9$$

3.4.7 Brandüberprüfung (GZT)

In Anhang 6 sind die Überprüfungen für Bedingungen der Brandlast aufgezeigt.

4 ANKER

Das Ankersystem, das zur Verhinderung der Wölbung der Innenschalen gedacht wurde, besteht aus Stahlstiften die auf Querkraft arbeiten und in der Kalotte auf Höhe der Seitenschalen betoniert sind.

Diese Elemente ermöglichen jede Bewegung innerhalb der Schalenoberfläche (X,Y Richtungen), aber nicht die Bewegungen senkrecht zur eigenen Oberfläche (Z Richtung). Die Anwendung dieses Systems ermöglicht das Element isostatisch zu erhalten, und so die Auswirkungen von Temperatur und Schrumpfung zu übergehen.

Die Höchstreaktion zur Abstützung ist von 137.47 kN. Daher werden Stifte des Typs HSD-CRET134V, Abstand 1.05 m, welche, per herausragendem Meter, einen höheren Planungswiderstand als den obengenannten ermöglichen, eingesetzt.

Hinsichtlich der Brandfestigkeit werden die Querkraftbolzen durch Polyurethanschaumstoff oder Schrumpfschläuche geschützt. Außerdem, da sie senkrecht zur Plattenstärke angebracht sind, wird die von diesen Elementen erreichte Temperatur auf alle Fälle niedriger als die der statischen Bewehrung sein. Daher wird die Bolzenbemessung hinsichtlich der Brandwirkung als nicht problematisch erhalten.

3.4.6 Verifica a fatica a taglio

Le verifiche a fatica a taglio si effettuano secondo UNI EN 1992-1-1, paragrafo 6.8.7 punto (4). In particolare per membrature per le quali non è richiesto il calcolo di armature a taglio allo stato limite ultimo, si può ritenere che il calcestruzzo resista a fatica da taglio se si verificano le condizioni seguenti:

- per $V_{Ed,min}/V_{Ed,max} \geq 0$:

$$V_{Ed,max} / V_{Rd,c} \leq 0.5 + 0.45 \cdot (V_{Ed,min} / V_{Rd,c}) \leq 0.9$$

$$V_{Ed,min} / V_{Ed,max} = 12.64 / 58.69 = 0.22 \geq 0$$

$$58.69 / 197.8 \leq 0.5 + 0.45 \cdot (12.64 / 197.8) \leq 0.9$$

$$0.30 \leq 0.53 \leq 0.9$$

3.4.7 Verifica incendio (SLU)

Nell'Appendice 6 si riportano le verifiche per la condizione di carico da incendio.

4 ANCORAGGI

Il sistema di ritegno pensato per evitare il sollevamento delle solette intermedie è costituito da degli spinotti in acciaio inox lavoranti a taglio inseriti in getto nella calotta, in corrispondenza delle facce laterale delle solette.

Tali elementi permettono tutti gli spostamenti interni al piano della soletta (direzione X,Y) ma non quelli perpendicolari al proprio piano (direzione Z). L'adozione di tale sistema permette di mantenere l'isostaticità dell'elemento, consentendo di trascurare gli effetti di temperatura e ritiro.

La reazione massima all'appoggio è pari a 137.47 kN. Si prevedono pertanto spinotti tipo HSD-CRET134V a passo 1.05 m in grado di fornire una resistenza di progetto per metro fuori piano maggiore della sopracitata reazione.

Per quanto riguarda la resistenza antincendio, gli spinotti a taglio saranno protetti mediante schiume poliuretaniche o guaine intumescenti. Inoltre, essendo posizionati in asse allo spessore della soletta, le temperature raggiunte da tali elementi sono comunque inferiori a quelle dall'armatura statica. Per questi motivi non si reputa problematica l'azione incendio in ambito di dimensionamento degli spinotti.

5 VERZEICHNISSE

5.1 REFERENZDOKUMENTE

5.1.1 Eingangsdokumente

- [1] 02_H61_EG_995_KTB_D0700_15003 - Brenner Basistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mault 2-3 - Gesamtbauwerke - Sicherheit gegen Feuereinwirkung
- [2] "Analyse der Druckverhältnisse im Zugangstunnel Mault/Freienfeld" - 16/09/2013 - BBT

5.1.2 Normen und Richtlinien

- [3] M.D. Infrastruktur und Verkehr vom 28. Oktober 2005 „Sicherheit in Eisenbahntunnels. Risikoanalyse - Schutz- und Sicherheitsmaßnahmen - Genehmigung der Projekte“
- [4] NTC 2008 vom 14 Januar 2008, " Technische Normen für Bauprodukte Ministerialerlass Infrastruktur"
- [5] UNI EN 1992-1-1:2005 „Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau“
- [6] UNI EN 1992-1-2:2005 „Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall“
- [7] UNI 11076 vom 1.Juli 2003, „Prüfmethoden zur Bewertung der baulichen Brandschutz-Maßnahmen für Decken von Untertagebauwerken im Brandfall.“

5 ELENCHI

5.1 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

5.1.1 Documenti in ingresso

- [1] 02_H61_EG_995_KTB_D0700_15003 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mault 2-3 - Opere generali - Sicurezza nei riguardi di esposizione al fuoco
- [2] "Analyse der Druckverhältnisse im Zugangstunnel Mault/Trens" - 16/09/2013 – BBT

5.1.2 Normative e Linee Guida

- [3] D.M. Infr. e Trasp. 28 ottobre 2005, "Sicurezza nelle gallerie ferroviarie. Analisi dei rischi - Misure di prevenzione e protezione - Approvazione dei progetti".
- [4] NTC 2008 del 14 gennaio 2008, "Norme tecniche delle Costruzioni D. Min. Infrastrutture".
- [5] UNI EN 1992-1-1:2005 "Progettazione delle strutture in calcestruzzo Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici"
- [6] UNI EN 1992-1-2:2005 "Progettazione delle strutture in calcestruzzo Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio"
- [7] 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".

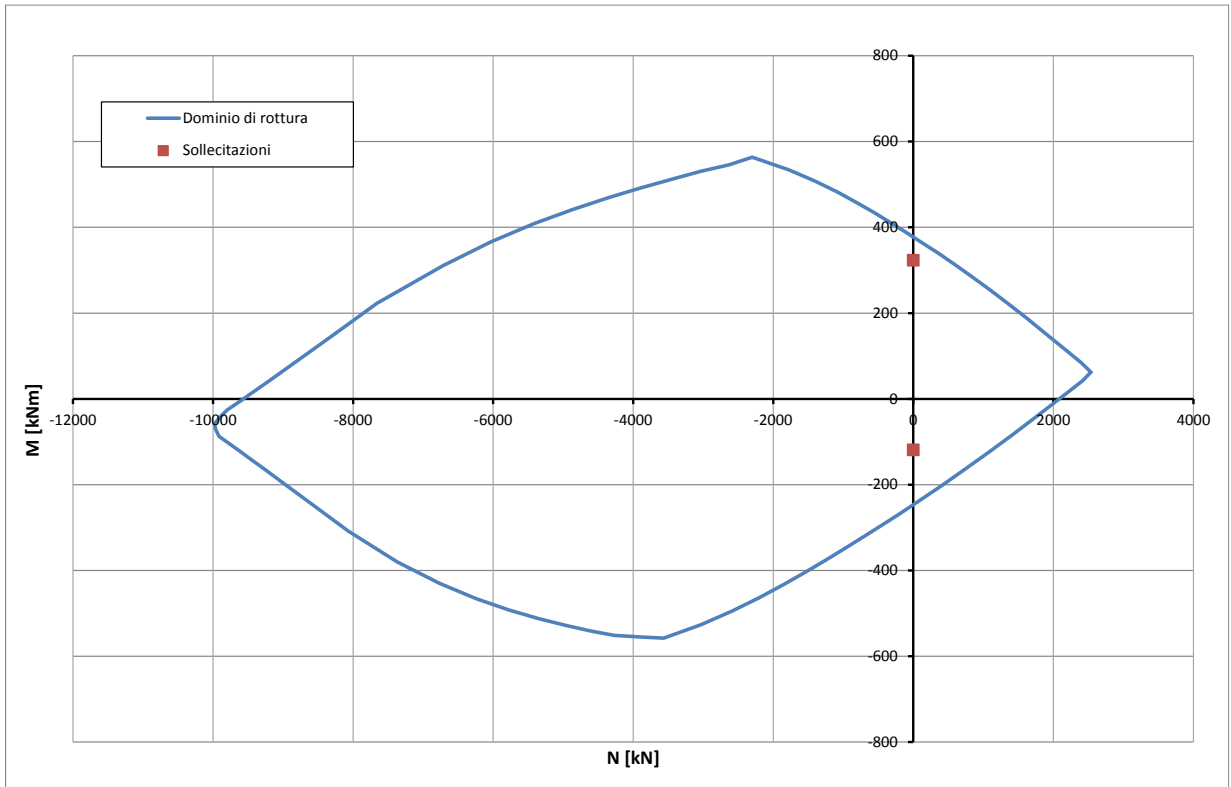


Abbildung1: Überprüfung auf Beulspannung außergewöhnliche Lüftungslast (GZT)

Illustrazione 2: Verifica a pressoflessione carico di ventilazione eccezionale (SLU)

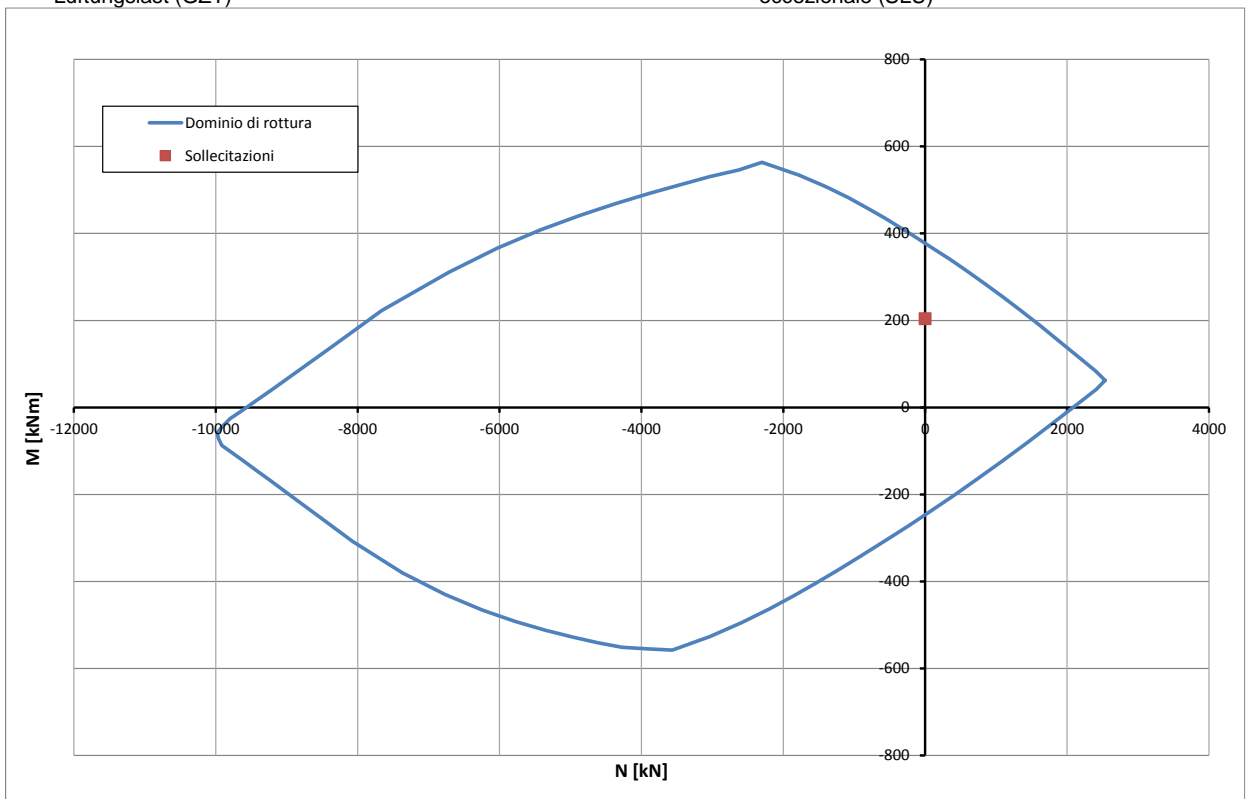


Abbildung3: Überprüfung auf Beulspannung Auslastungslast (GZT)

Illustrazione 4: Verifica a pressoflessione carico di utilizzazione (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}	= 21.75 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	= 450.00 N/mm ²
Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):		
Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	= 137.50 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	= 278 mm
Larghezza minima della sezione	b_w	= 1000 mm
Armatura della sezione in zona tesa:		
Diametro ferri longitudinali	\emptyset	= 20 mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	= 6.66 --
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	= 2091 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}	= 0.00 N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	= 135.48 kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	= 175.60 kN
VERIFICA SODDISFATTA:		
<i>non occorre armatura trasversale resistente a taglio.</i>		

Abbildung 5: Querkraftüberprüfung

Illustrazione 6: Verifica a taglio

STRESS CHARACTERISTICS SLS			
Design value of Axial Force	N_{Sd}	[kN]	0.00
Design value of Bending Moment	M_{Sd}	[kNm]	167.00
Design value of Shear Force	T_{Sd}	[kN]	0.00
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			
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]	275.0
Neutral axis depth	x	[mm]	117.6
Maximum concrete stress (- = compression)	σ_c	[N/mm ²]	-10.212
Minimum concrete stress (- = compression)	σ_{c1}	[N/mm ²]	0.000
Maximum steel stress (+ = tension)	σ_s	[N/mm ²]	205.708
Minimum steel stress (+ = tension)	σ_{s1}	[N/mm ²]	0.000
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$	[N/mm ²]	-17.857
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$	[N/mm ²]	360.000
VERIFICATION RESULT			OK

Abbildung 7: Überprüfung auf Beulspannung seltene Auslastungslast (GZG)

Illustrazione 8: Verifica a pressoflessione carico di utilizzazione rara (SLE)

STRESS CHARACTERISTICS SLS			
Design value of Axial Force	N_{Sd}	[kN]	0.00
Design value of Bending Moment	M_{Sd}	[kNm]	102.00
Design value of Shear Force	T_{Sd}	[kN]	0.00
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			
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]	278.0
Neutral axis depth	x	[mm]	96.0
Maximum concrete stress (- = compression)	σ_c	[N/mm ²]	-7.209
Minimum concrete stress (- = compression)	σ_{c1}	[N/mm ²]	0.000
Maximum steel stress (+ = tension)	σ_s	[N/mm ²]	204.850
Minimum steel stress (+ = tension)	σ_{s1}	[N/mm ²]	0.000
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$	[N/mm ²]	-17.857
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$	[N/mm ²]	360.000
VERIFICATION RESULT			OK

Abbildung 9: Überprüfung auf Beulspannung häufige Lüftungslast (GZG)

Illustrazione 10: Verifica a pressoflessione carico di ventilazione frequente (SLE)

STRESS CHARACTERISTICS SLS			
Design value of Axial Force	N_{Sd}	[kN]	0.00
Design value of Bending Moment	M_{Sd}	[kNm]	146.00
Design value of Shear Force	T_{Sd}	[kN]	0.00
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			
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]	275.0
Neutral axis depth	x	[mm]	117.6
Maximum concrete stress (- = compression)	σ_c	[N/mm ²]	-8.927
Minimum concrete stress (- = compression)	σ_{c1}	[N/mm ²]	0.000
Maximum steel stress (+ = tension)	σ_s	[N/mm ²]	179.290
Minimum steel stress (+ = tension)	σ_{s1}	[N/mm ²]	0.000
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$	[N/mm ²]	-17.857
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$	[N/mm ²]	360.000
<u>VERIFICATION RESULT</u>			<u>OK</u>

Abbildung 11: Überprüfung auf Beulspannung seltene Auslastungslast (GZG)

Illustrazione 12: Verifica a pressoflessione carico di utilizzazione (SLE)

STRESS CHARACTERISTICS SLS			
Design value of Axial Force	N_{Sd}	[kN]	0.00
Design value of Bending Moment	M_{Sd}	[kNm]	102.00
Design value of Shear Force	T_{Sd}	[kN]	0.00
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			
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]	278.0
Neutral axis depth	x	[mm]	96.0
Maximum concrete stress (- = compression)	σ_c	[N/mm ²]	-7.209
Minimum concrete stress (- = compression)	σ_{c1}	[N/mm ²]	0.000
Maximum steel stress (+ = tension)	σ_s	[N/mm ²]	204.850
Minimum steel stress (+ = tension)	σ_{s1}	[N/mm ²]	0.000
Concrete limit stress	σ_{c,lim}	[N/mm ²]	-17.857
Steel limit stress	σ_{s,lim}	[N/mm ²]	360.000
VERIFICATION RESULT			OK
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			
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]	84667
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}	ρ_{p,eff}	[-]	0.0247
Main strain	ε_{sm}·ε_{cm}	‰	0.712
Rebar cover	c	[mm]	62
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]	348.25
Crack width	w_k	[mm]	0.248
Crack width limit	w_{lim}	[mm]	0.300
VERIFICATION RESULT			OK

Abbildung 13: Rissüberprüfung häufige Lüftung (GZG)

Illustrazione 14: Verifica a fessurazione ventilazione frequente (SLE)

STRESS CHARACTERISTICS SLS			
Design value of Axial Force	N_{Sd}	[kN]	0.00
Design value of Bending Moment	M_{Sd}	[kNm]	146.00
Design value of Shear Force	T_{Sd}	[kN]	0.00
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			
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]	275.0
Neutral axis depth	x	[mm]	117.6
Maximum concrete stress (- = compression)	σ_c	[N/mm ²]	-8.927
Minimum concrete stress (- = compression)	σ_{c1}	[N/mm ²]	0.000
Maximum steel stress (+ = tension)	σ_s	[N/mm ²]	179.290
Minimum steel stress (+ = tension)	σ_{s1}	[N/mm ²]	0.000
Concrete limit stress	$\sigma_{c,lim}$	[N/mm ²]	-17.857
Steel limit stress	$\sigma_{s,lim}$	[N/mm ²]	360.000
VERIFICATION RESULT			OK
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			
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]	77467
Number of rebar in tension area	n_l	[-]	6.7
Rebar main diameter	ϕ_l	[mm]	26
Cross section area of reinforcement in $A_{c,eff}$	A_{sl}	[mm ²]	3540
= $A_s/A_{c,eff}$	$\rho_{p,eff}$	[-]	0.0457
Main strain	$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$	‰	0.694
Rebar cover	c	[mm]	62
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]	307.54
Crack width	w_k	[mm]	0.214
Crack width limit	w_{lim}	[mm]	0.300
VERIFICATION RESULT			OK

Abbildung 15: Rissüberprüfung häufige Auslastung (GZG)

Illustrazione 16: Verifica a fessurazione utilizzazione frequente (SLE)

ANHANG 5

APPENDICE 5

STRESS CHARACTERISTICS SLS			
Design value of Axial Force	N_{Sd}	[kN]	0.00
Design value of Bending Moment	M_{Sd}	[kNm]	102.00
Design value of Shear Force	T_{Sd}	[kN]	0.00
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			
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]	275.0
Neutral axis depth	x	[mm]	117.6
Maximum concrete stress (- = compression)	σ_c	[N/mm ²]	-6.237
Minimum concrete stress (- = compression)	σ_{c1}	[N/mm ²]	0.000
Maximum steel stress (+ = tension)	σ_s	[N/mm ²]	125.257
Minimum steel stress (+ = tension)	σ_{s1}	[N/mm ²]	0.000
Concrete limit stress	σ_{c,lim}	[N/mm ²]	-17.857
Steel limit stress	σ_{s,lim}	[N/mm ²]	360.000
VERIFICATION RESULT			OK

Illustrazione 17: Verifica a pressoflessione carico peso proprio (SLE)

STRESS CHARACTERISTICS SLS			
Design value of Axial Force	N_{Sd}	[kN]	0.00
Design value of Bending Moment	M_{Sd}	[kNm]	30.00
Design value of Shear Force	T_{Sd}	[kN]	0.00
STRESS LIMITATION SERVICEABILITY LIMIT STATE			
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]	275.0
Neutral axis depth	x	[mm]	117.6
Maximum concrete stress (- = compression)	σ_c	[N/mm ²]	-1.834
Minimum concrete stress (- = compression)	σ_{c1}	[N/mm ²]	0.000
Maximum steel stress (+ = tension)	σ_s	[N/mm ²]	36.840
Minimum steel stress (+ = tension)	σ_{s1}	[N/mm ²]	0.000
Concrete limit stress	σ_{c,lim}	[N/mm ²]	-17.857
Steel limit stress	σ_{s,lim}	[N/mm ²]	360.000
VERIFICATION RESULT			OK

Abbildung18: Überprüfung auf Beulspannung Ermüdungslast (GZG)

Illustrazione 19: Verifica a pressoflessione carico a fatica (SLE)

$$\Delta \sigma_s = 125.26 \text{ N/mm}^2 - 36.84 \text{ N/mm}^2 = 88.42 \text{ N/mm}^2$$

$$88.42 \text{ N/mm}^2 < 162.5/1.2 = 135.42 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta \sigma_c = 6.24 \text{ N/mm}^2 - 1.84 \text{ N/mm}^2 = 4.40 \text{ N/mm}^2$$

$$4.40 \text{ N/mm}^2 < 0.85 \cdot 1 \cdot 15.43 \cdot (1 - (29.05/250)) = 11.37 \text{ N/mm}^2$$

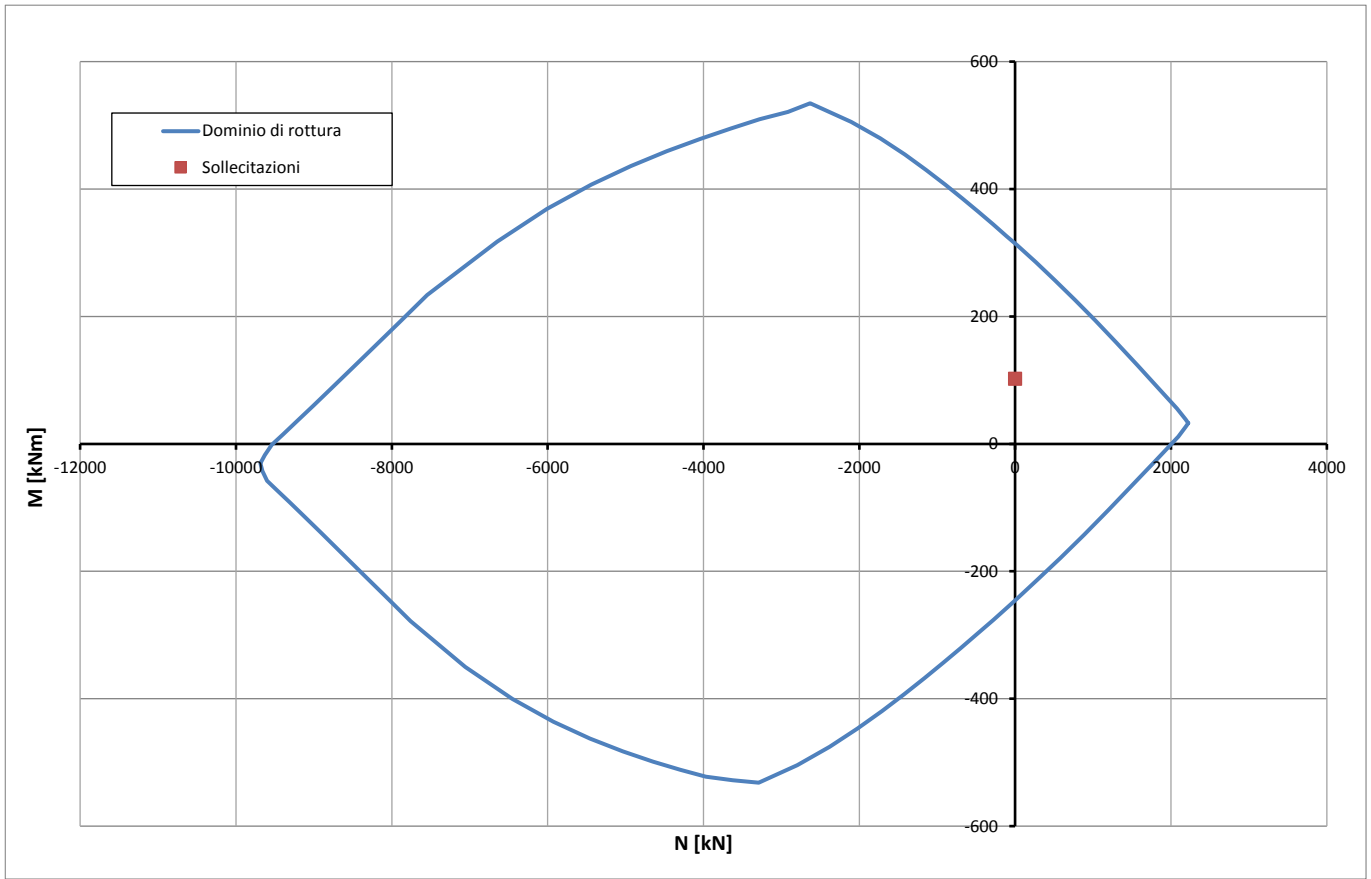


Abbildung20: Überprüfung auf Beulspannung Brandlast (GZT)

Illustrazione 21: Verifica a pressoflessione carico da incendio (SLU)