

Forschungsprogramm Straßenwesen

FE 15.0502/2010/ERB

Rechnerischer Nachweis des baulichen Brandschutzes für Tunnel in offener Bauweise

Musterstatik

Forschungsgeber: Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) vertreten durch die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch-Gladbach

Forschungsnehmer: Ingenieurbüro Maidl & Maidl (IMM), Universitätsstr. 142, D-44799 Bochum

Bearbeiter: Dipl.-Ing. Carsten Peter (IMM)
Jan Knief M.Sc. (IMM)
Dr.-Ing. Jörg Schreyer (StuvaTec)
Dipl.-Ing. Antonio Piazzolla (StuvaTec)

IMM Maidl & Maidl
Beratende Ingenieure GmbH & Co. KG
Universitätsstraße 142
44799 Bochum
E-mail: imm.bochum@t-online.de
Homepage: www.imm-bochum.de

INHALT

1	ALLGEMEINES.....	3
2	BERECHNUNGSGRUNDLAGEN	3
2.1	Tunnelquerschnitt (RQ 26 t)	3
2.2	Baugrund und Grundwasser	4
2.3	Statische Modellierung	4
2.4	Baustoffe	5
2.5	Einwirkungen	6
2.6	Lastfallkombinationen/ Teilsicherheitsbeiwerte.....	8
3	STATISCHE BERECHNUNGEN GZT/GZG (KALTBEMESSUNG).....	10
3.1	Allgemeines	10
3.2	Berechnungsergebnisse.....	12
4	GENAUERER RECHNERISCHER NACHWEIS DES BRANDFALLS	17
4.1	Allgemeines	17
4.2	Thermische Analyse	17
4.2.1	Allgemeines	17
4.2.2	Festlegungen für die thermische Analyse	18
4.2.3	Berechnungsergebnisse	21
4.3	Mechanische Analyse	23
4.3.1	Allgemeines	23
4.3.2	Berechnungsergebnisse	27
5	STATISCHE BERECHNUNGEN NACH DEM BRAND.....	29
5.1	Allgemeines	29
5.2	Berechnungsergebnisse.....	32
6	AUSWERTUNG UND ZUSAMMENFASSUNG.....	34
7	TECHNISCHE VORSCHRIFTEN/ UNTERLAGEN	36
8	ANHANG.....	38

1 Allgemeines

Die vorliegende Musterstatik beinhaltet die Durchführung von genaueren rechnerischen Nachweisen des Brandfalls für einen zweizelligen Tunnelquerschnitt unter Einwirkung der ZTV-ING-Brandkurve.

Die Durchführung des genaueren rechnerischen Nachweises des Brandlastfalles erfolgt auf Grundlage der DIN EN 1992 [4] in Form des „Allgemeinen Rechenverfahrens“ über eine thermische Analyse und einer anschließenden mechanischen Analyse.

In der thermischen Analyse erfolgt eine numerische Ermittlung des zeitabhängigen Temperaturverlaufes im Betonquerschnitt aufgrund der Brandeinwirkung der ZTV-ING-Kurve.

In der nachfolgenden mechanischen Analyse werden die Schnittgrößen ermittelt. Dabei wird die maßgebende Temperaturverteilung mit den entsprechenden Zwangsdehnungen aus der thermischen Analyse als Einwirkung angesetzt und mit den Gebrauchslasten überlagert.

Neben der statischen Berechnungen während der Brandeinwirkung wird eine statische Berechnung nach der Brandeinwirkung durchgeführt. Die veränderten Baustoffeigenschaften durch die Brandeinwirkung werden dabei berücksichtigt.

Die Musterstatik dient als Leitfaden und zeigt die Methodik für die Durchführung des genaueren rechnerischen Nachweises des Brandfalls auf. Für die Musterstatik wird ein Tunnelbauwerk aus Beton mit Polypropylenfasern (PP-Fasern) gewählt. Die Auswirkung geänderter Randbedingungen auf das Berechnungsverfahren (z.B. Beton ohne PP-Fasern, Verwendung von Brandschutzbekleidung, geänderte Brandeinwirkung etc.) wird aufgezeigt.

2 Berechnungsgrundlagen

2.1 Tunnelquerschnitt (RQ 26 t)

Als repräsentativer Tunnelquerschnitt wird ein „zweizelliges“ Tunnelbauwerk (RQ 26 t) als wasserundurchlässige Betonkonstruktion (WUB-KO) gewählt.

Das Bauwerk wird im Schutze einer Baugrube mit Wasserhaltung hergestellt. Die Sohle wird vorab mit entsprechendem Vorlauf gefertigt. Die Wände und die Decken des Tunnelbauwerkes werden monolithisch mit Hilfe eines zweizelligen Schalwagens ohne Arbeitsraum direkt gegen den Baugrubenverbau (Trägerbohlwand mit Spritzbetonausfachung) betoniert. Nach ausreichender Erhärtung des Betons wird die Tunneldecke überschüttet und die Grundwasserhaltung abgestellt.

Die Konstruktionsdicken sind aufgrund einer Vorbemessung mit Auftriebsnachweisen sowie aufgrund von Praxisbeispielen zu 1,0 m für die Sohle, 0,9 m für die Außenwände, 0,8 m für die Mittelwand und 0,9 m für die Tunneldecke gewählt worden.

Aus dem Lichtraumprofil RQ 26 t und den gewählten Konstruktionsdicken ergeben sich somit Außenabmessungen von $B = 21,60 \text{ m}$ und $H = 7,55 \text{ m}$ (Bild 1).

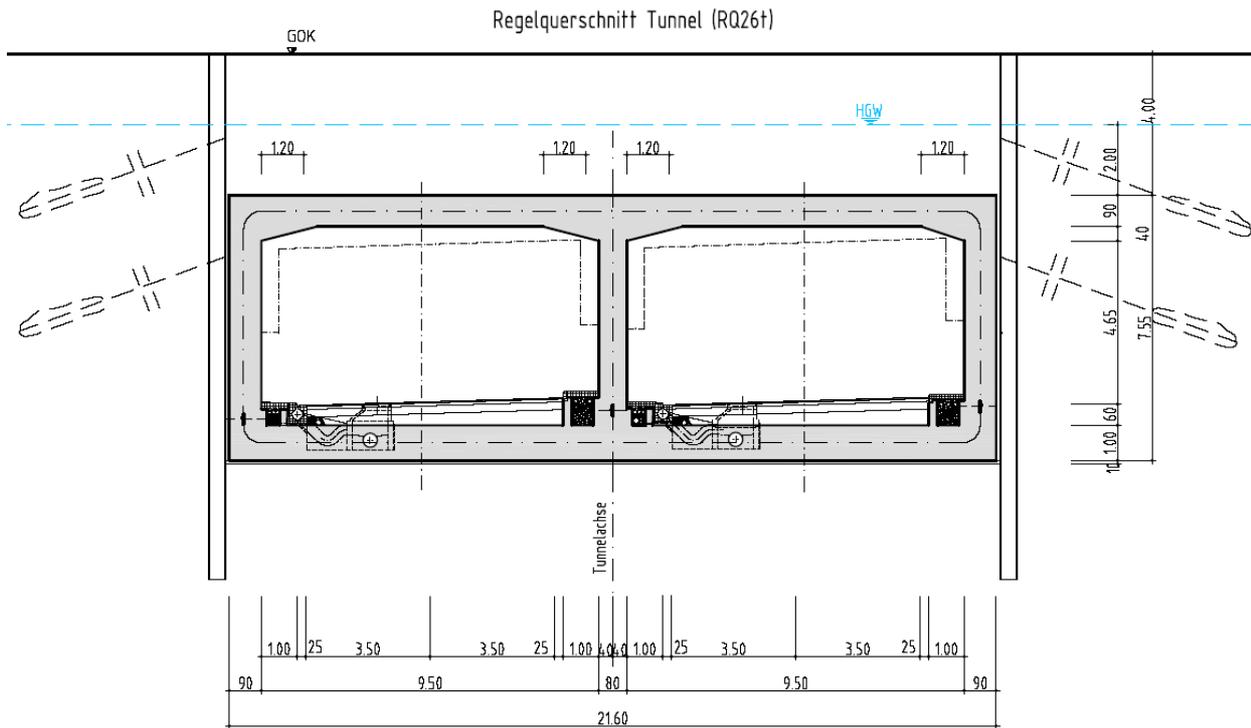


Bild 1: Tunnelquerschnitt (RQ 26 t)

2.2 Baugrund und Grundwasser

Der Baugrund wird bis in die für das Bauwerk relevante Tiefe als Lockermaterial in Form eines mitteldicht gelagerten Sandes mit folgenden Kennwerten angesetzt.

Wichte γ/γ' [KN/m ³]	Reibungs- winkel φ [°]	Kohäsion c [KN/m ²]	Steifemodul [MN/m ²]	Vert./hor. Bettung [MN/m ³]
21/12	35	0	50	5 / 2

Als Überschüttungsmaterial wird ein Boden mit einer Wichte von $\gamma/\gamma' = 19/11$ KN/m³ berücksichtigt.

Der höchste Bemessungsgrundwasserstand wird bei 2,0 m über Tunneldecke angesetzt. Der niedrigste Bemessungswasserstand wird auf der sicheren Seite liegend auf Höhe der Tunnelsohle angesetzt.

2.3 Statische Modellierung

Als statisches System wird entsprechend gängiger Ausführungspraxis ein ebenes Stabwerksmodell mit elastisch gebetteter Sohle/ Außenwänden gewählt (Bild 2). Die Stäbe sind durch biegesteife Knoten miteinander verbunden. Über die Bettung können nur Druckkräfte in den Baugrund übertragen werden (Zugausschaltung). Eine mögliche Erhöhung der Sohlbettung im Bereich unter den Wänden wurde im Rahmen dieser Musterstatik nicht berücksichtigt.

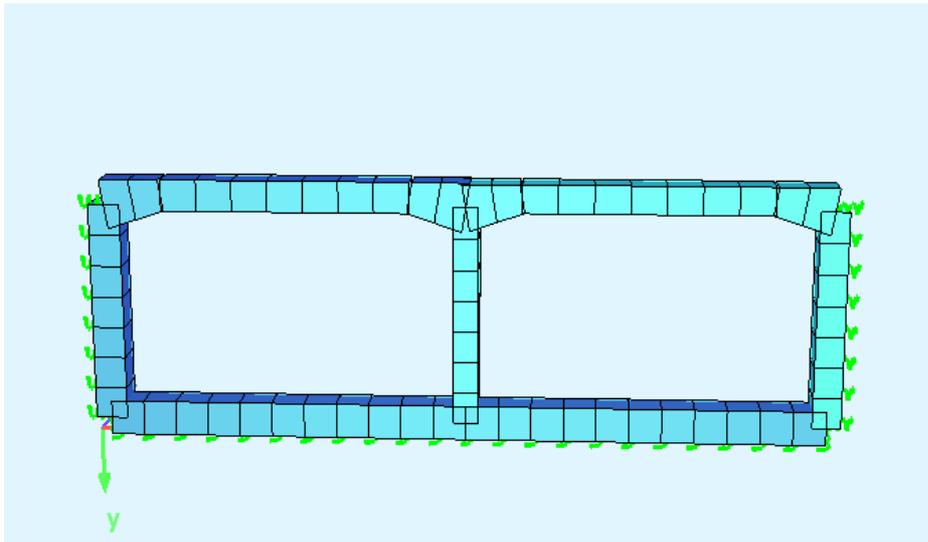


Bild 2: Statisches System Rahmenbauwerk

2.4 Baustoffe

Beton C 30/37
Stahl BSt 500 S

Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe (nach DIN FB102, Kap. II, 2.3.3.2)

Stahl:

Grundkombination $\gamma = 1,15$
außergew. Kombination $\gamma = 1,0$

Beton:

Grundkombination $\gamma = 1,5$
außergew. Kombination $\gamma = 1,3$

Die Teilsicherheitsbeiwerte für die Baustoffe werden für die außergewöhnliche Bemessungssituation Brand in Abweichungen zu DIN FB102 [3] sowohl für Beton als auch für Betonstahl gemäß DIN EN 1992-1-2 Ziffer 2.3 [4] auf 1,0 festgelegt.

Betondeckung: (nach DIN FB102, Kap. II, 4.1.3.3)

	erdberührt	nicht erdberührt
min c:	50 mm	40 mm
nom c:	55 mm	45 mm

Brandschutz Decke und Wände luftseitig (nach ZTV-ING Teil 5-2, Nr. 10.3.2)

min c:	55 mm
nom c:	60 mm

Für die Bemessung wird ein Achsabstand von der Betonoberfläche zur Biegebewehrung von erdseitig 68 mm (Sohle, Decke, Wände) und luftseitig 72 mm (Decke, Wände) bzw. 58mm (Sohle) berücksichtigt. Dem liegt die Annahme des Durchmesser der Biegebewehrung von 25mm und eine Anordnung der Längsbewehrung in 2. Lage zugrunde. Dies kann durch ein entsprechendes Bewehrungskonzept, d.h. keine Ausführung eines Stoßes für Bewehrung mit einem Durchmesser > 16 mm, so dass keine Bewehrung in Verteilerrichtung in 1. Lage gemäß DIN-FB 102, Ziffer II-5.2.4.1.2 erforderlich wird. In Abhängigkeit des erforderlichen Durchmessers der Biegebewehrung, der Erfordernis einer Bügelbewehrung und des gewählten Bewehrungskonzeptes ist der Achsabstand objektspezifisch anzupassen.

2.5 Einwirkungen

LF1: Eigengewicht Stahlbeton:

mit $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ (programmintern)

LF2: Erdüberschüttung über Tunneldecke unter Auftrieb:

$$2 \text{ m} \times 19 \text{ kN/m}^3 + 2 \text{ m} \times 11 \text{ kN/m}^3 = 60 \text{ kN/m}^2$$

LF3: Erdüberschüttung über Tunneldecke:

$$4 \text{ m} \times 19 \text{ kN/m}^3 = 76 \text{ kN/m}^2$$

LF4: Straßenaufbau im Tunnel:

$$\text{Dicke ca. } 0,6 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 = 13,2 \text{ kN/m}^2$$

LF5: Verkehrslast an GOK:

$$p = 10 \text{ kN/m}^2$$

LF6: Erddruck:

Der maximale Erddruck ist der Erdruchdruck gemäß ZTV-ING T5, Abs. 2, Ziffer 3.3.1 (Geologie siehe Ziffer 2.2).

Bei der Erddruckberechnung ist der höchste Bemessungswasserstand von 2,0 m über der Tunneldecke berücksichtigt worden.

Auf der Höhenkote 0,00 m errechnet sich der seitliche Erddruck aus der Verkehrslast an der GOK $p = 10 \text{ kN/m}^2$.

Gamma [kN/m ³]	Höhe [m]	σ_v [kN/m ²]	k_0 ($\phi=35^\circ$)	$e_{oh} = k_0 \times \sigma_v$ [kN/m ²]
21,00	0,00	10,00	0,426	4,26
	2,00	52,00		22,18
12,00	2,00	52,00	0,426	22,18
	4,00	76,00		32,41
12,00	4,00	76,00	0,426	32,41
	11,55	166,76		71,04

Der min. Erddruck ist Null gemäß ZTV-ING T5, Abs. 2, Ziffer 3.3.1

LF7: Verkehrsbelastung im Tunnel:

Die Verkehrslasten im Tunnel werden nach DIN-Fachbericht 101, Kap.IV, 4.3.2, Lastmodell 1 angesetzt (Bild 3).

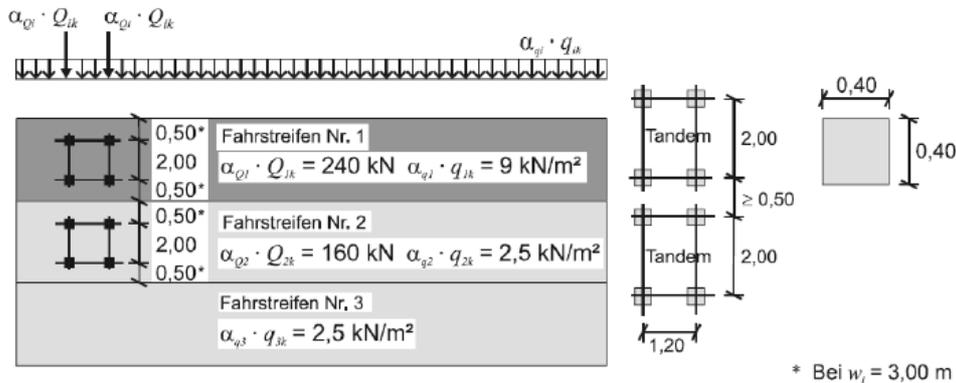


Abb. 4.2: Lastmodell 1 (angepasste Grundwerte)

Bild 3: Lastmodell 1, Ausschnitt aus DIN-FB 101 [2]

Die Einzellasten dürfen unter 45° bis zur Mittellinie der tragenden Platte verteilt werden. In Querrichtung zur Fahrtrichtung wird die Verteilung auf die Breite der Fahrspur begrenzt.

Damit ergeben sich folgende Flächenlasten:

Lastverteilungsbreite $b = 3,5 \text{ m}$

Lastverteilungslänge (Fahrbahndicke: 0,6m, Dicke Konstruktionsbetonsohle: 1,0m)

$$l = 1,6 \text{ (Länge Tandem)} + 2 \times (0,6 + 1,0/2) = 3,80 \text{ m}$$

$$\text{Flächenlast Streifen 1: } (2 \times 240) / (3,5 \times 3,8) + 9 = 45,1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Flächenlast Streifen 2: } (2 \times 160) / (3,5 \times 3,8) + 2,5 = 26,6 \text{ kN/m}^2$$

LF 8: Grundwasser:

Der maximale Bemessungswasserstand liegt bei 2 m über der Tunneldecke. Als minimaler Bemessungswasserstand wird auf der sicheren Seite liegend ein Grundwasserstand auf Höhe der Tunnelsohle und damit kein Wasserdruck auf das Bauwerk berücksichtigt.

LF 9/10: Temperatur:

Die Temperaturbelastungen werden nach ZTV-ING T5, Abs. 2, Bild 5.2.1 angesetzt.

- Aufstelltemperatur: 10°C,
- Tunnelinnentemp. Sommer: 25°C,
- Tunnelinnentemp. Winter: -15°C,
- Tunnelumgebungstemperatur: 10°C

Daraus folgt:

	LF9 Winter	LF10 Sommer
Temperaturänderung:	-12,5 K	7,5 K
Temperaturgradient:	25 K	15 K

LF 11/12 Anprall:

Die Einwirkung aus Anprall nach DIN-Fachbericht 101, Kap.IV, 4.7.2.1 in Höhe von 500 kN wird links und rechts auf die Mittelwand rechtwinklig zur Fahrtrichtung in 1,25 m Höhe über der Fahrbahnoberfläche angesetzt.

LF 13/14 Brand:

Siehe Kap. 4.3.1

2.6 Lastfallkombinationen/ Teilsicherheitsbeiwerte

Die Schnittgrößenermittlung und die Bemessung erfolgt auf Grundlage der ZTV-ING [1] und den dort genannten Regelwerken insbesondere DIN 1054 [7] und DIN-FB 101/102 [2,3].

Es werden Tragfähigkeitsnachweise und Gebrauchstauglichkeitsnachweise geführt.

Tragfähigkeitsnachweise:

Für die ständige Bemessungssituation nach DIN-FB 101 ergibt sich die Lastfallkombination nach DIN-FB 101, Kap.II, Ziffer 9.4.2 zu:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} * G_{kj} + \gamma_{Q1} * Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} * \psi_{0i} * Q_{ki}$$

Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen:

- Lastfälle: Eigengewicht (LF 1,4), Erdauflast (LF 2,3), Wasserdruck (LF 8), Verkehr an GOK (LF 5):
 $\gamma_G = 1,35$ (DIN 1054)
- Lastfall seitlicher Erddruck (LF 6): $\gamma_G = 1,20$ (DIN 1054)
- Lastfall Verkehr im Tunnel (LF 7) $\gamma_Q = 1,50$ (DIN FB 101)
- Lastfall Temperatur (LF 9,10) $\gamma = 1,0$ (ZTV-ING 5.2)

Veränderliche Auflasten auf der GOK bis 10 kN/m^2 gelten nach DIN 1054, Abs. 10.3.1(6) als ständige Einwirkung. Die vorherrschende veränderliche Einwirkung ist die Temperaturbelastung. Die zweite veränderliche Einwirkung ist die Verkehrslast im Tunnel, die mit einem Kombinationsbeiwert abgemindert werden kann.

Kombinationsbeiwerte nach DIN FB 101 Anhang C, Tab. C2 für Verkehrslast im Tunnel (LF 7):

TS $\Psi_0 = 0,75$

UDL $\Psi_0 = 0,40$

Da die beiden Lasten zusammen als Flächenlast angesetzt wurden und die Doppelachse (Tandem System TS) deutlich überwiegt wird ein Wert von 0,75 angesetzt.

Der Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit gegen Ermüdung (Schwingbreitennachweis) braucht aufgrund der durchgehenden steifen Bettung der Sohlplatte und des geringen Einflusses der Verkehrslasten nicht geführt werden.

Außergewöhnliche Bemessungssituation:

Für die außergewöhnliche Bemessungssituation nach DIN-FB 101 ergibt sich die Lastfallkombination nach DIN-FB 101, Kap.II, Ziffer 9.4.2 zu:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{GAj} * G_{kj} + A_d + \psi_{11} * Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} * Q_{ki}$$

Als außergewöhnliche Einwirkung wird die Brandeinwirkung nach ZTV-ING Teil 5, Abschnitt 2, Ziffer 10.3.3 und der Anprall nach DIN FB-101, Kap.IV, 4.7.2.1 angesetzt.

Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen:

- Lastfälle: Eigengewicht (LF 1,4), Erdauflast (LF 2,3), Wasserdruck (LF 8), Verkehr an GOK (LF 5): $\gamma_G = 1,1$ (DIN 1054 [7])
- Lastfall seitlicher Erddruck (LF 6): $\gamma_G = 1,0$ (DIN 1054 [7])

Bei der Außergewöhnlichen Bemessungssituation Anprall ist der Temperaturlastfall die vorherrschende veränderliche Einwirkung.

Kombinationsbeiwerte für Temperaturlastfall (LF 9,10) nach DIN FB 101 Anhang C, Tab. C1: $\Psi_1 = 0,6$

Kombinationsbeiwerte für Verkehrslast im Tunnel (LF 7) nach DIN FB 101 Anhang C, Tab. C2: $\Psi_2 = 0,2$

Bei der Außergewöhnlichen Bemessungssituation Brand ist die Verkehrslast im Tunnel die vorherrschende veränderliche Einwirkung.

Kombinationsbeiwerte für Verkehrslast im Tunnel (LF 7) nach DIN FB 101 Anhang C, Tab. C2: $\Psi_1 = 0,75$

Gebrauchstauglichkeitsnachweise:

Es wird der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit für die WUB-KO über die Begrenzung der Rissbreiten (erdseitig: 0,15 mm, luftseitig: 0,2 mm gemäß ZTV-ING Teil 5, Abs. 2) geführt. Die Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2 nach DIN 1054 [7]) betragen 1,0.

Gemäß ZTV-ING Teil 5.2 ist für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit die Einwirkungskombination „häufige Kombination“ nach DIN FB-101, Kap.II Ziffer 9.5 zu berücksichtigen.

$$\sum_{j \geq 1} (G_{kj} + Q_{kj}) + \Psi_{11} * Q_{kv1} + \sum_i \Psi_{2i} * Q_{kvi}$$

Kombinationsbeiwerte für Verkehrslast im Tunnel (LF 7) nach DIN FB 101 Anhang C, Tab. C2: $\Psi_1 = 0,75$

Kombinationsbeiwerte für Temperaturlastfall (LF 9/10) nach ZTV-ING Teil 5.2, Ziffer 3.4.2.3 für Berechnungen im Zustand I: $\Psi_2 = 0,5$

3 Statische Berechnungen GZT/GZG (Kaltbemessung)

3.1 Allgemeines

Die Schnittgrößen werden mit charakteristischen Einwirkungen berechnet und in der Lastfallkombination mit den entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten und Kombinationsbeiwerten gemäß Kap. 2.6 beaufschlagt. Die Schnittgrößenberechnung erfolgt für den ungerissenen Betonquerschnitt (Zustand I).

Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

Es werden sechs Lastfallkombinationen berechnet. Zur Abdeckung der ungünstigsten Lastfallüberlagerungen werden Variationen der maximal bzw. minimal möglichen Vertikal- und Horizontallasten berücksichtigt. Projektspezifisch sind noch evtl. Abgrabungslastfälle zu berücksichtigen:

LK 1001: min H (min. seith. Erddruck = 0, min. Wasserdruck = 0) + max V_{\downarrow} + Temp. Sommer→

1,35 LF1 + 1,35 LF3 + 1,35 LF4 + 1,35 LF5 + 0,75x1,5 LF7 + 1,0 LF 10

LK 1002: min H + max V_{\downarrow} + Temp. Winter→

1,35 LF1 + 1,35 LF3 + 1,35 LF4 + 1,35 LF5 + 0,75x1,5 LF7 + 1,0 LF 9

LK 1003: max H (Erdrudruck + Wasserdruck) + min V_{\downarrow} + Temp. Sommer→

1,35 LF1 + 1,35 LF2 + 1,35 LF4 + 1,2 LF6 + 1,35 LF 8+ 1,0 LF 10

LK 1004: max H + min V_{\downarrow} + Temp. Winter→

1,35 LF1 + 1,35 LF2 + 1,35 LF4 + 1,2 LF6 + 1,35 LF 8+ 1,0 LF 9

LK 1005: max H + max V_{\downarrow} + Temp. Sommer→

1,35 LF1 + 1,35 LF2 + 1,35 LF4 + 1,35 LF5 + 1,2 LF6 + 0,75x1,5 LF7 + 1,35 LF 8+ 1,0 LF 10

LK 1006: max H + max V_{\downarrow} + Temp. Winter →

1,35 LF1 + 1,35 LF2 + 1,35 LF4 + 1,35 LF5 + 1,2 LF6 + 0,75x1,5 LF7 + 1,35 LF 8+ 1,0 LF 9

Außergewöhnliche Bemessungssituation Anprall

Es werden vier Lastfallkombinationen mit Berücksichtigung der Anpralllast berechnet. Dabei werden nur die Lastfallkombinationen mit min V_{\downarrow} berücksichtigt, da diese zu geringeren Normalkräften in der Mittelwand führen und damit bemessungsrelevant werden:

LK 1007: max H + min V_{\downarrow} + Anprall li + Temp. Winter→

1,1 LF1 + 1,1 LF2 + 1,1 LF4 + 1,0 LF6 + 1,1 LF 8+ 0,6 LF 9 + 1,0 LF 11

LK 1008: max H + min V_{\downarrow} + Anprall re + Temp. Sommer→

1,1 LF1 + 1,1 LF2 + 1,1 LF4 + 1,1 LF5 + 1,0 LF6 + 1,1 LF 8+ 0,6 LF 10 + 1,0 LF 12

LK 1009: max H + min V↓ + Anprall li + Temp. Sommer→

1,1 LF1 + 1,1 LF2 + 1,1 LF4 + 1,1 LF5 + 1,0 LF6 + 1,1 LF 8+ 0,6 LF 10 + 1,0 LF 11

LK 1010: max H + min V↓ +Anprall re + Temp. Winter→

1,1 LF1 + 1,1 LF2 + 1,1 LF4 + 1,0 LF6 + 1,1 LF 8+ 0,6 LF 9 + 1,0 LF 12

Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

Es werden die sechs Lastfallkombinationen analog zum Grenzzustand der Tragfähigkeit berechnet.

LK 1015: min H + max V↓ + Temp. Sommer→

1,0 LF1 + 1,0 LF3 + 1,0 LF4 + 1,0 LF5 + 0,75x1,0 LF7 + 0,5 LF 10

LK 1016: min H + max V↓ + Temp. Winter→

1,0 LF1 + 1,0 LF3 + 1,0 LF4 + 1,0 LF5 + 0,75 LF7 + 0,5 LF 9

LK 1017: max H + min V↓ + Temp. Sommer→

1,0 LF1 + 1,0 LF2 + 1,0 LF4 + 1,0 LF6 + 1,0 LF 8+ 0,5 LF 10

LK 1018: max H + min V↓ + Temp. Winter→

1,0 LF1 + 1,0 LF2 + 1,0 LF4 + 1,0 LF6 + 1,0 LF 8+ 0,5 LF 9

LK 1019: max H + max V↓ + Temp. Sommer→

1,0 LF1 + 1,0 LF2 + 1,0 LF4 + 1,0 LF5 + 1,0 LF6 + 0,75 LF7 + 1,0 LF 8+ 0,5 LF 10

LK 1020: max H + max V↓ + Temp. Winter→

1,0 LF1 + 1,0 LF2 + 1,0 LF4 + 1,0 LF5 + 1,0 LF6 + 0,75 LF7 + 1,0 LF 8+ 0,5 LF 9

4 Genauerer rechnerischer Nachweis des Brandfalls

4.1 Allgemeines

Der genauere rechnerischer Nachweis des Brandfalls wird auf Grundlage des „Allgemeinen Rechenverfahrens“ gemäß DIN EN 1992 Teil 1-2 [4] geführt.

Hierzu wird vorab im Rahmen einer thermischen Analyse die Temperaturverteilung im Bauteil aufgrund der einwirkenden Brandkurve berechnet.

Bei der anschließenden mechanische Analyse werden die resultierenden Zwangsdehnungen aus der Temperaturverteilung der thermischen Analyse mit den maßgebenden Gebrauchslastfällen (Kaltbemessung) überlagert und daraus die maßgebenden Schnittgrößen ermittelt.

Das Berechnungsverfahren berücksichtigt das nichtlineare Materialverhalten des Stahlbetons unter Berücksichtigung des Rissverhaltens und den damit einhergehenden Steifigkeitsabminderungen (Zustand II) sowie die temperaturabhängigen Materialeigenschaften. Das verwendete Rechenprogramm muss für die Berechnungsbeispiele der DIN-EN 1991-1-2/NA Anhang CC [22] validiert sein.

4.2 Thermische Analyse

4.2.1 Allgemeines

Die Berechnung des Temperaturverlaufs im Betonquerschnitt im Rahmen der thermischen Analyse wird mit der numerischen Berechnungsmethoden (Finite Elemente Methode) durchgeführt.

Der Temperaturverlauf im Querschnitt wird maßgeblich durch die äußere Brandeinwirkung (maximale Temperatur und Einwirkdauer) und die vorhandenen bzw. geplanten baulichen Brandschutzmaßnahmen bestimmt.

Ohne bauliche Brandschutzmaßnahmen ist im Brandfall von Betonabplatzungen auszugehen. Für die Berechnungen müssen Annahmen für Abplatzzeitpunkt und Abplatztiefen getroffen werden, die z.B. aus den Auswertungen von Großbrandversuchen für Rechteckrahmen [10] herangezogen werden können. Im Regelfall darf vereinfacht die Brandeinwirkung auf den Restquerschnitt angesetzt werden, d.h. der zeitliche Verlauf bis zur Endabplatztiefe darf vernachlässigt werden.

Bei Verwendung von Beton mit Polypropylenfasern (PP-Fasern) kann davon ausgegangen werden, dass die geringen Betonabplatzungen für den Nachweis des Brandfalls vernachlässigbar sind. Es kann der volle Betonquerschnitt angesetzt werden.

Bei Verwendung von Brandschutzbekleidungen wird die Temperatureindringung in das Bauteil verringert und das Abplatzrisiko vermindert oder ausgeschlossen. Die Wirksamkeit der Brandschutzbekleidung ist durch Prüfzeugnisse, Brandversuche etc. nachzuweisen. Bei der thermischen Analyse sind die entsprechenden Materialkennwerte der Bekleidung auf Grundlage der Herstellerangaben zu berücksichtigen.

Im Rahmen der Musterstatik wird ein Beton mit Zugabe von Polypropylenfasern (PP-Fasern) berücksichtigt.

4.2.2 Festlegungen für die thermische Analyse

Für die thermische Analyse mit Finite Elemente Programmen können folgende Vereinfachungen getroffen werden [19]:

- (1) In flächigen Bauteilen, wie z. B. Decken oder Wänden kann eine eindimensionale Temperaturverteilung nur über die Querschnittsdicke berechnet werden. D.h., dass die Temperaturentstreuung in Bauteillängsrichtung vernachlässigt werden kann.
- (2) Wasserdampfbewegungen müssen bei der Temperaturverteilung nicht erfasst werden.
- (3) Beim Beton wird der Energieverbrauch für das Verdampfen von Wasser und sonstige energieverzehrende Vorgänge durch die geeignete Wahl des Rechenwerts für die spezifische Wärmekapazität c_p des Betons im Temperaturbereich von 100 - 200 °C berücksichtigt.
- (4) Hinsichtlich seiner thermischen Materialeigenschaften kann Beton als homogener Baustoff angesehen werden. Das heterogene Gefüge, Kapillarporen und Risse werden pauschal in den thermischen Materialgesetzen erfasst.
- (5) Die Stahlbewehrung kann bei der thermischen Analyse vernachlässigt werden. Dies gilt für Stahlbetonquerschnitte mit praxisüblichem Bewehrungsgehalt. Es kann davon ausgegangen werden, dass die Temperatur in einem Bewehrungsstab etwa der Temperatur im ungestörten Beton entspricht.

Für die Durchführung der thermischen Analyse mit Finite Elemente Programmen werden folgende Festlegungen getroffen:

Berechnungsquerschnitt

Die thermische Analyse wird für den in Bild 14 dargestellten Ausschnitt eines Rechteckrahmens durchgeführt.

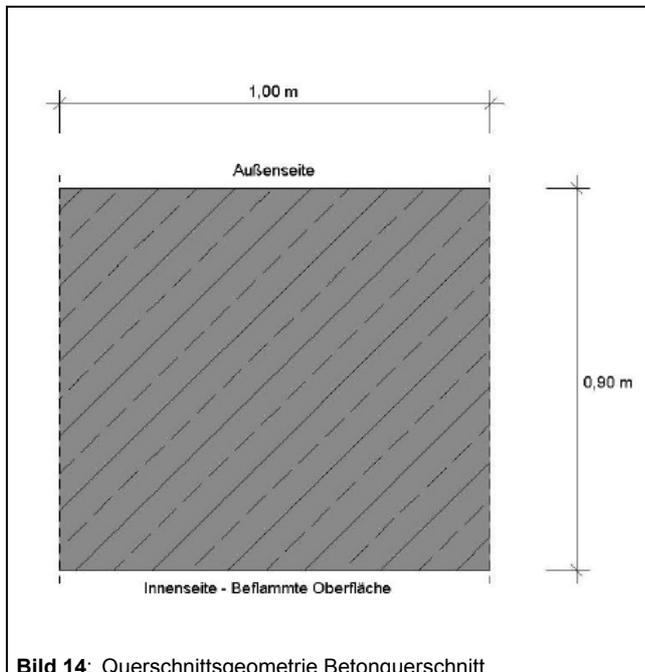


Bild 14: Querschnittsgeometrie Betonquerschnitt

Da die Temperaturverteilung in Richtung der Querschnittsdicke berechnet werden soll, wird in vertikaler Richtung ein feineres Netz als in horizontaler Richtung ausgewählt. Es wird folgende Unterteilung des Finite-Elemente-Netzes für den Querschnitt ohne Abplatzung gewählt:

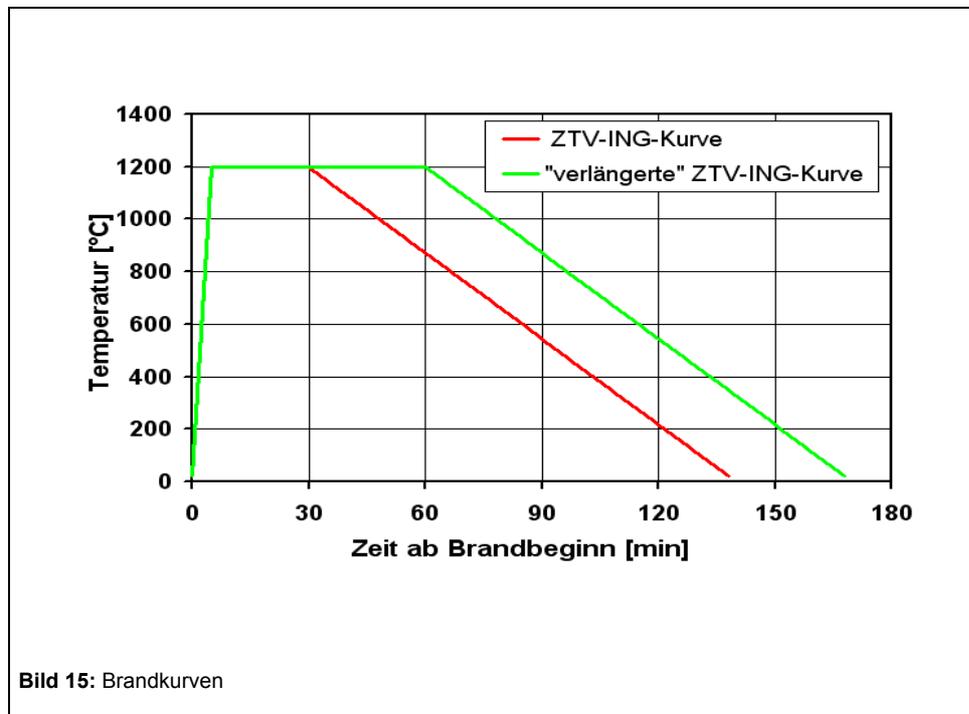
- a) horizontale Richtung $m = 10$ Elemente (Abstand 10 cm)
- b) vertikale Richtung $n = 30$ Elemente (Abstand 2 cm)

Temperatur-Zeit-Kurven

Zur Bestimmung der Temperaturverteilung im Betonquerschnitt wird die ZTV-ING-Kurve mit einer Vollbrandphase von 25 Minuten verwendet (Bild 15) [1].

Bei der Berechnung der Temperaturverteilungen wird die Temperaturkurve auf der luftseitigen Betonoberfläche des Querschnitts aufgebracht.

Bei Tunnel mit erhöhten baulichen Sicherheitsanforderungen (z.B. Unterwasserbetontunnel) kann die „verlängerte“ ZTV-ING-Kurve mit einer Vollbrandphase von 55 Minuten maßgebend werden (Bild 15).



Materialwahl

Für die Berechnung der Temperaturverteilung wird im FE-Programm das Material „Normalbeton“ gewählt. In dem FE-Programm muss zusätzlich der Feuchtegehalt des Betons festgelegt werden, der sich auf die Temperaturentwicklung im Beton und das Abplatzverhalten auswirkt.

Die Temperaturentwicklung im Querschnitt wird dadurch beeinflusst, dass für das Verdampfen der Betonfeuchte in Form von Kapillarwasser bei 100°C Energie benötigt wird. Mit steigendem Feuchtegehalt erfolgt bei der Verdampfung des Kapillarwassers eine Abnahme in der Temperaturleitfähigkeit. Nachdem das Kapillarwasser verdampft ist, stellt sich wieder eine gleichmäßige Temperaturleitfähigkeit ein [25]. Untersuchungen an Tunnelinnenschalen von bestehenden Tunneln zeigen, dass bereits in einer Tiefe von 3 cm ein Feuchtegehalte von über 3 Gew.-% vorhanden ist [25].

Für die Berechnung wird ein Feuchtegehalt von 4 % gewählt. Durch die Vorgaben des Materials (Normalbeton) und der relativen Feuchte werden aus den in der Datenbasis gespeicherten Materialien die Wärmeleitfähigkeit λ , die Rohdichte ρ und die spezifische Wärmekapazität c_p des Betons in Abhängigkeit der Temperatur nach DIN EN 1992-1-2 [5] errechnet. Die Bestimmung der spezifischen Wärmekapazität c_p ist nach [5] unter Berücksichtigung von quarz- bzw. kalkhaltigem Zuschlag durchzuführen. In der vorliegenden Musterstatik ist quarzhaltiger Zuschlag berücksichtigt worden.

Festlegung des Wärmeübergangskoeffizienten und des Emissionsgrades

Die Erwärmung eines Bauteils ist abhängig vom Wärmeübergang am Bauteilrand und dem Wärmestrom im Inneren des Bauteils [19]. Als Wärmeübergangsbedingung an der beflamnten Oberfläche werden in dem FE-Programm der konvektive Wärmeübergangskoeffizient α_c sowie der resultierende Emissionsgrad ϵ_{res} eingegeben. Diese Parameter werden generell sowohl für die Oberfläche des Bauteils ohne Abplatzung als auch für die Oberfläche des Bauteils nach einer Abplatzung als konstante Werte festgelegt.

Der konvektive Wärmeübergangskoeffizient α_c hängt von der Oberflächenbeschaffenheit (z. B. rau oder glatt) eines Bauteils und vom Temperaturverlauf im Brandraum ab [28]. In der DIN EN 1991-1-2 [5] werden unter Berücksichtigung von Temperatur-Zeit-Kurven konvektive Wärmeübergangskoeffizienten von 25 W/m²K bis 50 W/m²K angegeben.

Da für eine Brandbelastung nach der ZTV-ING-Kurve hinsichtlich des konvektiven Wärmeübergangskoeffizienten keine Angaben vorliegen, wird zunächst der Einfluss des konvektiven Wärmeübergangskoeffizienten auf die Berechnung der Temperaturverteilung mit einer Brandbelastung nach der ZTV-ING-Kurve überprüft. In den Berechnungen wurden konvektive Wärmeübergangskoeffizienten von $\alpha_c = 25$ W/m²K bzw. 50 W/m²K angesetzt. Es zeigte sich, dass bis zum Erreichen der Vollbrandphase an der Oberfläche Temperaturunterschiede von bis zu 60°C auftraten. Ab einer Bauteiltiefe von 2 cm zeigten sich nahezu keine Unterschiede. Während der Vollbrandphase waren die Temperaturen im gesamten Querschnitt etwa gleich.

Der Einfluss des Wärmeübergangskoeffizient ist damit auf die Temperatur im Betonquerschnitt sehr gering. Für die Berechnungen wird ein konvektiver Wärmeübergangskoeffizient von

$$\alpha_c = 25 \frac{W}{m^2 K} \text{ gewählt [19].}$$

Der resultierende Emissionsgrad an der Oberfläche berücksichtigt die Wärmeübertragung durch Strahlung der Flamme und die Absorption der Strahlung durch die Betonoberfläche. Je höher der Emissionsgrad desto größer ist die Temperatureindringung in den Querschnitt. Der resultierende Emissionsgrad ist dabei abhängig von z.B. der Oberflächenbeschaffenheit (glatt oder rau) und der Temperaturbelastung und kann daher variieren [19]. Im Fall von Tunnelbränden ist ein Emissionsgrad im Brandbereich von 0,7 bis 0,85 zu erwarten [27]. Im Allgemeinen kann ein Wert von 0,8 gewählt werden [5].

Zur Überprüfung des Einflusses des Emissionsgrades wurden ebenfalls Berechnungen mit unterschiedlichen Emissionsgraden von $\epsilon_{res} = 0,7$ bzw. $\epsilon_{res} = 0,8$ durchgeführt. Für einen Emissionsgrad von $\epsilon_{res} = 0,8$ wurden bis zu einer Bauteiltiefe von 10 cm um ca. 10°C höhere Temperaturen ermittelt als für einen Emissionsgrad von $\epsilon_{res} = 0,7$. In größerer Tiefe war nahezu kein Einfluss feststellbar.

Der Einfluss des Emissionsgrades auf die Temperatur ist daher gering. Für die Berechnungen wird in Anlehnung an [5] ein resultierender Emissionsgrad von

$$\epsilon_{res} = 0,8 \text{ [-] gewählt.}$$

Anfangstemperatur des Bauteils

Es wird eine Anfangstemperatur des Betons in Anlehnung an die in der ZTV-ING [1] angesetzte Umgebungstemperatur im Tunnel von 10°C gewählt.

Berechnungsdauer

Für die Berechnung der Temperaturverteilung wird eine maximale Berechnungsdauer von 200 Minuten gewählt. Dadurch werden auch die Temperaturverläufe während der Abkühlungsphase ohne Brandeinwirkung nach 140 Minuten (ZTV-ING-Kurve) erfasst.

4.2.3 Berechnungsergebnisse

Die Ergebnisse der Temperaturverteilungsberechnungen für die thermische Analyse unter Einwirkung der ZTV-ING-Kurve sind in Bild 16 dargestellt. Jede Linie im Diagramm gibt die Temperatur zu einem bestimmten Zeitpunkt im Bauteil an.

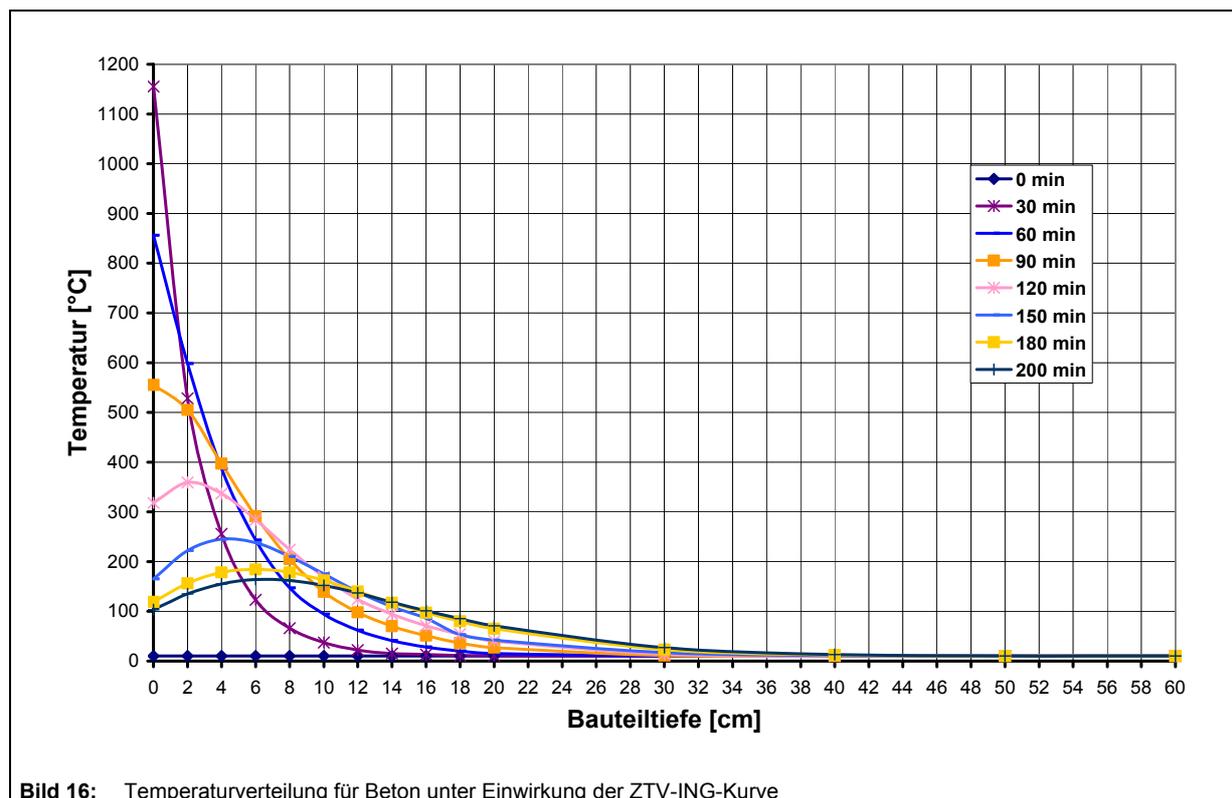
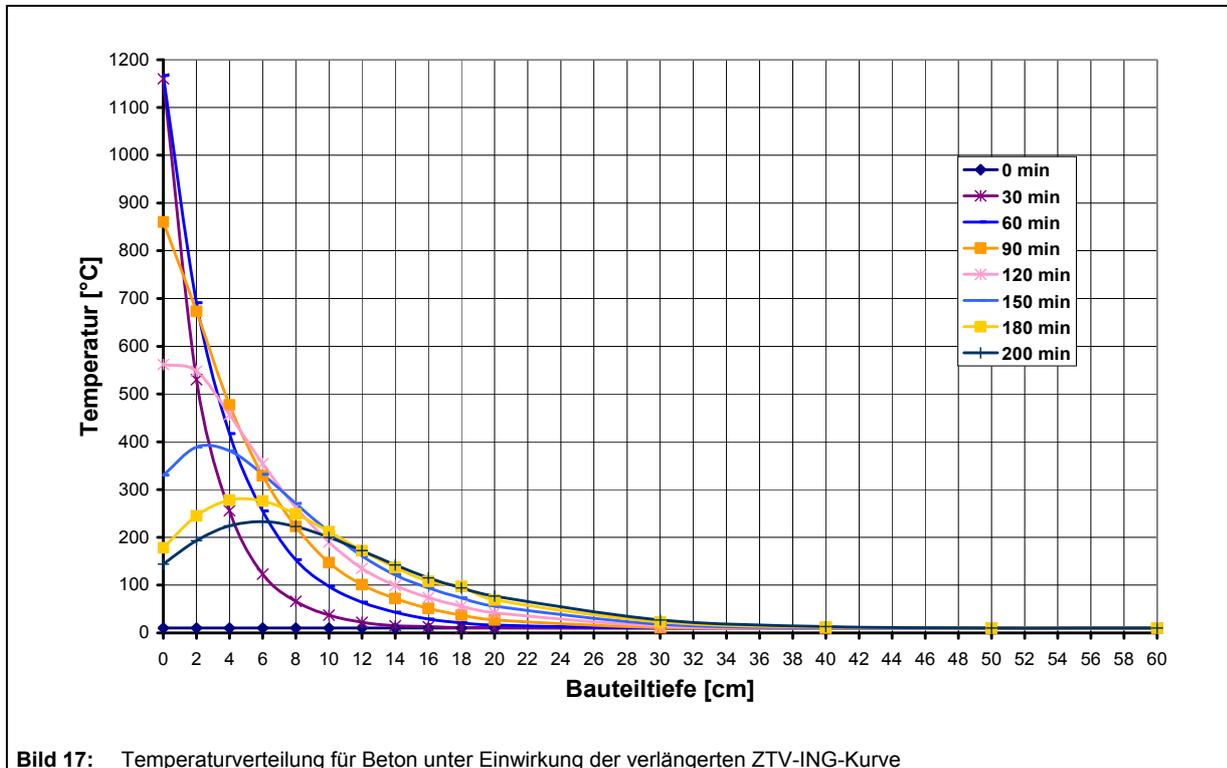


Bild 16: Temperaturverteilung für Beton unter Einwirkung der ZTV-ING-Kurve

Zur Information sind nachfolgend im Bild 17 die Ergebnisse der Temperaturverteilungsberechnungen für die thermische Analyse unter Einwirkung der verlängerten ZTV-ING-Kurve dargestellt. Die verlängerte ZTV-ING-Kurve kann bei Tunneln mit erhöhten baulichen Sicherheitsanforderungen maßgebend werden.



4.3 Mechanische Analyse

4.3.1 Allgemeines

Berechnungsverfahren

Die statischen Berechnungen für den genaueren rechnerischen Nachweis für den Brandfall werden mit einem Stabwerksprogramm basierend auf Finite-Elemente-Methoden durchzuführen.

Das gewählte Berechnungsverfahren berücksichtigt das nichtlineare Materialverhalten des Stahlbetons unter Berücksichtigung des Rissverhaltens und der damit einhergehenden Steifigkeitsabminderung (Zustand II) sowie den temperaturabhängigen Materialeigenschaften.

Die Zwangsschnittgrößen im Brandfall entstehen aus der thermischen Dehnung in Abhängigkeit der Temperaturverteilung im Beton. Bild 18 zeigt die Zunahme der Betondehnung in Abhängigkeit der Temperatur, wobei Kurve 1 den Verlauf mit quarzhaltigem Zuschlag und Kurve 2 mit kalksteinhaltigem Zuschlag darstellt. Für die Berechnungen wird auf der sicheren Seite liegend quarzhaltiger Zuschlag berücksichtigt.

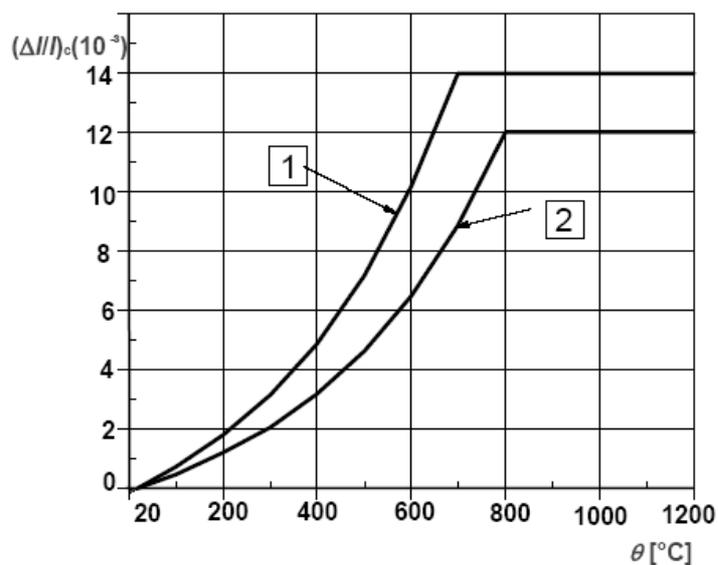


Bild 18: Thermische Dehnung von Beton [4]

In der iterativen Schnittgrößenermittlung werden die Zwangsschnittgrößen aus der Brandeinwirkung so berücksichtigt, dass die im Rahmen der thermischen Analyse ermittelte nichtlineare Dehnungsverteilung im Betonquerschnitt (entsprechend der Temperaturverteilung) mit der spannungsabhängigen Dehnungsverteilung aus den Gebrauchslasten überlagert wird.

Unter der Hypothese des Ebenbleibens der Querschnitte ergibt sich die Dehnung des Querschnitts aus der Dehnungsebene bezogen auf den Schwerpunkt und den Temperaturdehnungen zu [31]:

$$\varepsilon = \varepsilon_s - y \cdot k_y + z \cdot k_z - \varepsilon_{ti}(\Theta)$$

Für jedes Element werden die nichtlinearen Spannungen ermittelt und zu Gesamtschnittgrößen integriert, die in der iterativen Berechnung als nichtlineare Steifigkeiten oder plastische Krümmungen verwendet werden.

$$\begin{bmatrix} N \\ M_y \\ M_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} EA & ES_z & ES_y \\ ES_z & EI_y & EI_{yz} \\ ES_y & EI_{yz} & EI_z \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon - \varepsilon_{pl} \\ k_y - k_{y, pl} \\ k_z - k_{z, pl} \end{bmatrix}$$

Eine analytische Lösung ist nicht möglich, da aus drei Gleichungen neun Unbekannte zu ermitteln sind [31]. Die Schnittgrößenermittlung erfolgt daher iterativ unter Variation der Steifigkeiten und Anpassung des Bewehrungsgehaltes.

Der Grenzzustand der Tragfähigkeit ist entsprechend den Anforderungen des DIN-FB 102, Anhang 2 erreicht, wenn in einem beliebigen Querschnitt des Tragwerks die kritische Stahldehnung oder die kritische Betondehnung oder der kritische Zustand des indifferenten Gleichgewichts erreicht ist. Die Berechnungen erfolgen in mehreren Zeitstufen mit Berücksichtigung entsprechenden temperaturabhängigen Baustoffeigenschaften.

Die temperaturabhängigen Baustoffeigenschaften werden nach DIN EN 1992-1-2 [4] angesetzt und nachfolgend vorgestellt.

Bild 19 zeigt die bei der Berechnung berücksichtigte Festigkeitsreduzierung des Betons in Abhängigkeit der Temperatur (Kurve 1: quarzhaltiger Zuschlag, Kurve 2: kalksteinhaltiger Zuschlag). Bei Temperaturen von mehr als 100°C nimmt die Festigkeit ab, bei 800°C sind nur noch ca. 20 % der Ausgangsfestigkeit vorhanden.

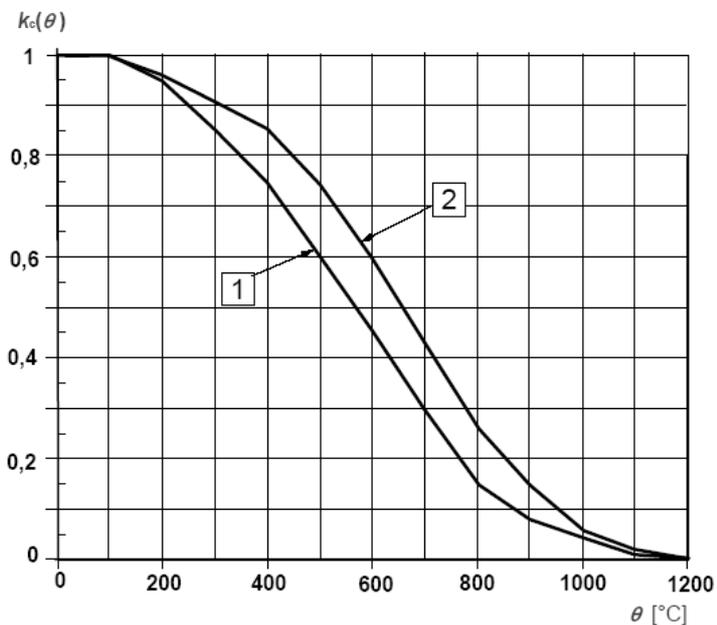


Bild 19: Verringerung der charakteristischen Druckfestigkeit von Beton in Abhängigkeit der Temperatur [4]

Bild 20 zeigt die bei der Berechnung berücksichtigten Spannungs-Dehnungslinien des Betons auf Grundlage der Tabelle 3.1 der DIN EN 1992-1-2 [4]. Aus den Spannungs-Dehnungslinien zeigt sich die deutliche Abnahme des E-Moduls mit zunehmender Temperatur. Die Arbeitslinien enthalten bereits die Anteile aus Kriechen durch Berücksichtigung eines geringeren Tangentenmoduls gemäß DIN EN 1992-1-2 [4].

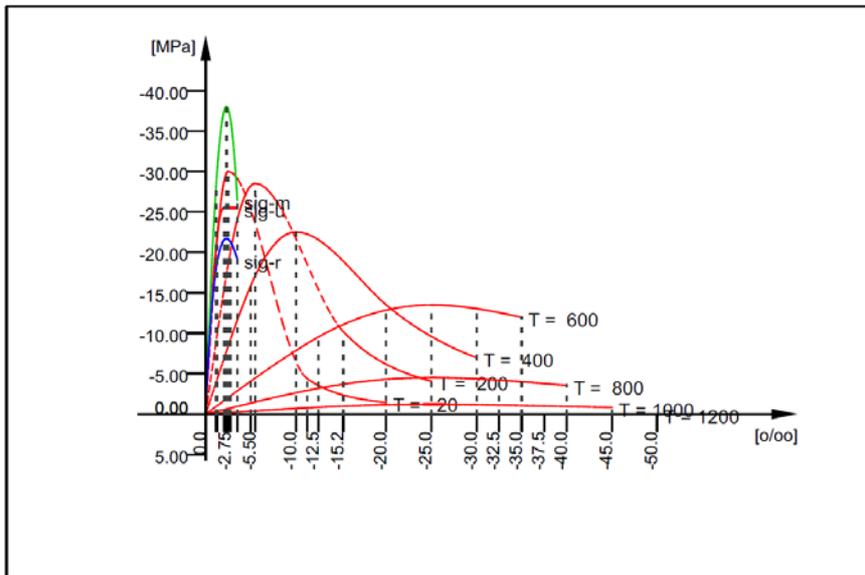


Bild 20: Spannungs-Dehnungsbeziehung Beton mit quarzhaltigem Zuschlag unter erhöhten Temperaturen Beton C30/37

Das Bild 21, Kurve 2 zeigt die bei der Berechnung berücksichtigte Festigkeitsreduzierung des Betonstahls (BSt 500 kaltverformt) in Abhängigkeit der Temperatur (Kurve 2: BSt 500 warmgewalzt und Kurve 3: Druckbewehrung und Zugbewehrung mit $\epsilon_{s,fi} < 2 \%$). Die Festigkeit des Betonstahls nimmt ab einer Temperatur von ca. 300° ab. Die kritische Betonstahl - Temperatur für die Tragfähigkeit ist bei ca. 500°C zu sehen, da hier eine Reduzierung auf ca. 60 % der Streckgrenze eintritt und damit das Spannungsniveau des Gebrauchszustands erreicht wird.

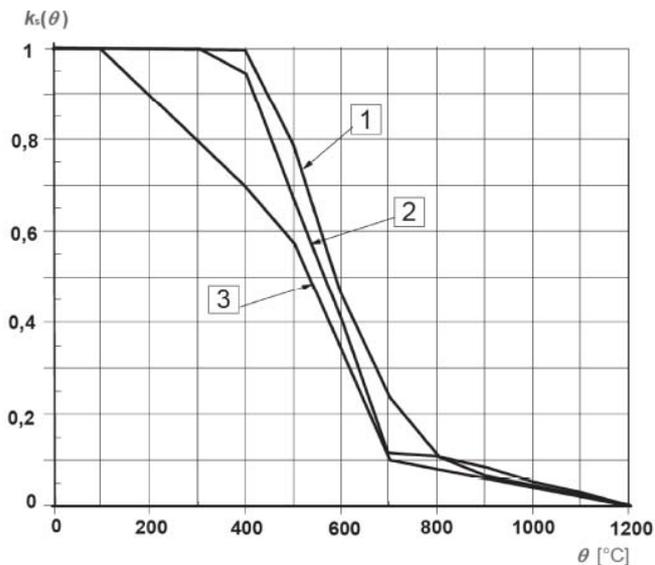


Bild 21: Verringerung der charakteristischen Festigkeit von Stahl in Abhängigkeit der Temperatur [4]

Bild 22 zeigt die bei der Berechnung berücksichtigten temperaturabhängigen Spannungsdehnungslinien für den Betonstahl BSt 500 (kaltverformt). Bei Betonstahl-Temperatur $> 300^\circ\text{C}$ treten temperaturabhängigen plastischen Dehnungen des Betonstahls auf.

Über den Ansatz der Spannungsdehnungslinien des kaltverformten Betonstahls sind auf der sicheren Seite liegend auch die Eigenschaften des warmgewalzten Betonstahls abgedeckt. Dies ist damit zu begründen, dass der warmgewalzte Betonstahl (Bild 21, Kurve 1) einen etwas geringeren Festigkeitsverlust als der kaltverformte Betonstahl (Bild 21, Kurve 2) hat.

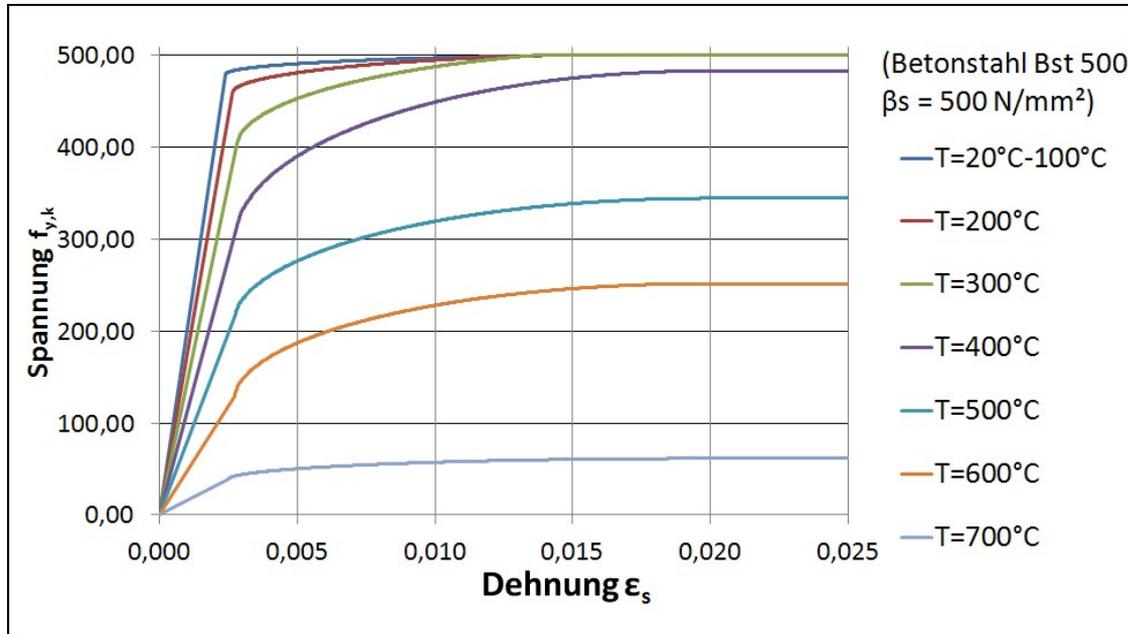


Bild 12: Spannungs-Dehnungslinien Betonstahl (kaltverformt) in Abhängigkeit der Temperatur nach [4]

Schnittgrößenermittlung

Die Brandeinwirkung wird in der Decke und den Wänden angesetzt. Es wird bei dem zweizelligen Tunnelquerschnitt jeweils nur von einem Brand in einer Zelle ausgegangen, da ein gleichzeitiger Brand in beiden Zellen als sehr unwahrscheinlich gesehen wird. Zudem haben Voruntersuchungen gezeigt, dass der Ansatz der Brandlast in beiden Zellen nicht zu ungünstigeren Schnittgrößen führt. Die Brandeinwirkung wird in der linken Tunnelzelle angesetzt.

Es werden zwei Lastfallkombinationen mit Berücksichtigung der Brandeinwirkung im Rahmen der außergewöhnlichen Bemessungssituation (siehe Kap. 2.6) berechnet. Zur Abdeckung der ungünstigsten Lastfallüberlagerungen werden Variationen der maximal bzw. minimal möglichen Vertikal- und Horizontallasten berücksichtigt. Die Lastfälle Temperatur Sommer bzw. Winter sind gegenüber dem Brandlastfall untergeordnet und werden nicht berücksichtigt.

LK 1021: max H + min V↓ + Brand links →

1,1 LF1 + 1,1 LF2 + 1,1 LF4 + 1,0 LF6 + 1,1 LF 8+ 1,0 LF 13

LK 1022: min H + max V↓ + Brand links →

1,1 LF1 + 1,1 LF3 + 1,1 LF4 + 1,1 LF5 + 0,75 LF 7 + 1,0 LF 13

Da die Zwangsschnittgrößen aus der Brandbeanspruchung in Abhängigkeit der entsprechenden zeitabhängigen thermischen Dehnungen variieren, wird vorab eine Berechnung für die Zeitstufen $t = 0, 30, 60, 90, 120, 150$ und 180 min nach Brandbeginn durchgeführt.

Das nachfolgende Bild zeigt den Verlauf des Zwangsbiegemomentes aus Brand über die Zeit. Die maximalen Zwangsbiegemomente entstehen demnach bei Einwirkung der ZTV-ING-Kurve zum Zeitpunkt ca. $T=90$ min.

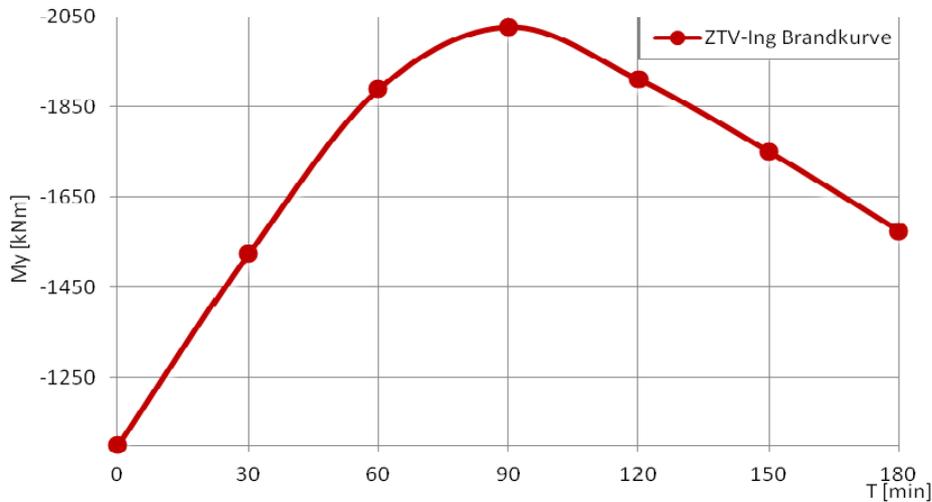


Bild 23 Verlauf des Stützbiegemomentes in der Decke (Mittelwand) in Abhängigkeit der Zeit nach Brandbeginn

4.3.2 Berechnungsergebnisse

Nachfolgend ist die „Umhüllende“ der minimalen und maximalen Schnittgrößen (Biegemoment (Bild 24 und Bild 25)/ Normalkraft (Bild 26 und Bild 27)) und die entsprechende Bewehrung (Bild 28) dargestellt. Die Berechnungen wurden für den Zeitpunkt T = 90 min durchgeführt, da zu diesem Zeitpunkt die größten Zwangsschnittgrößen resultieren (siehe Bild 23). Die vollständigen Berechnungsergebnisse können im Detail der Anlage 3 entnommen werden. Der Lastfall Brand wurde nur im linken Tunnelquerschnitt angesetzt daher sind die Ergebnisse aus dem linken Tunnelquerschnitt maßgebend und spiegelbildlich auf die rechte Seite zu übertragen.

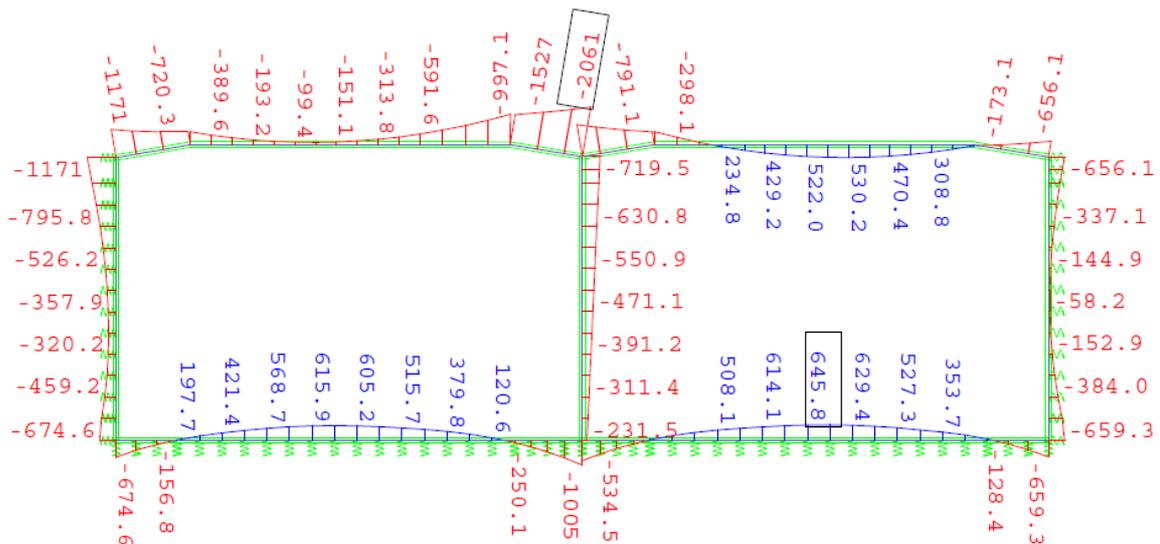


Bild 24 : Max Biegemomente aus außergewöhnlicher Bemessungssituation Brand [kNm]

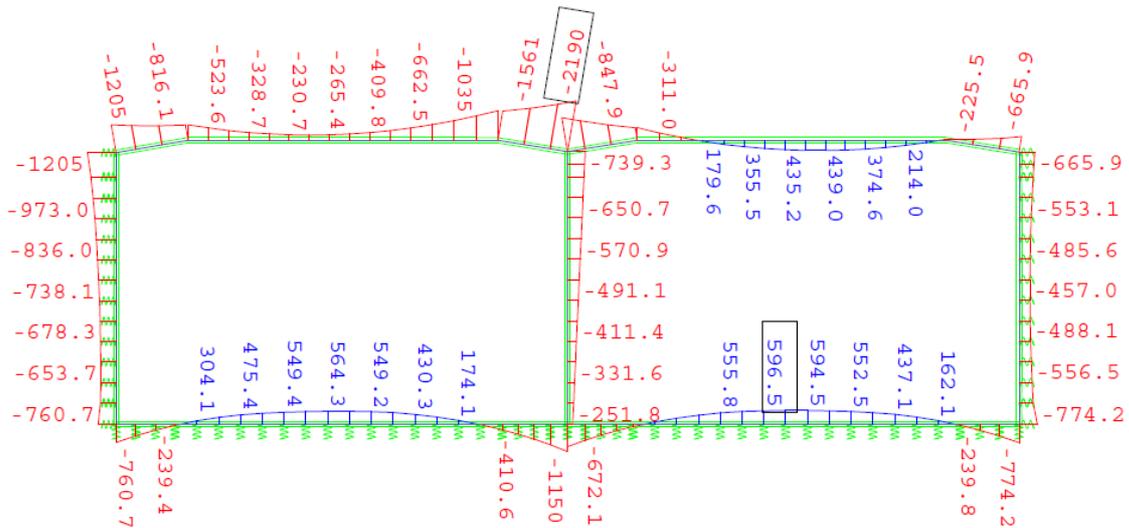


Bild 25 : Min Biegemomente aus außergewöhnlicher Bemessungssituation Brand [kNm]

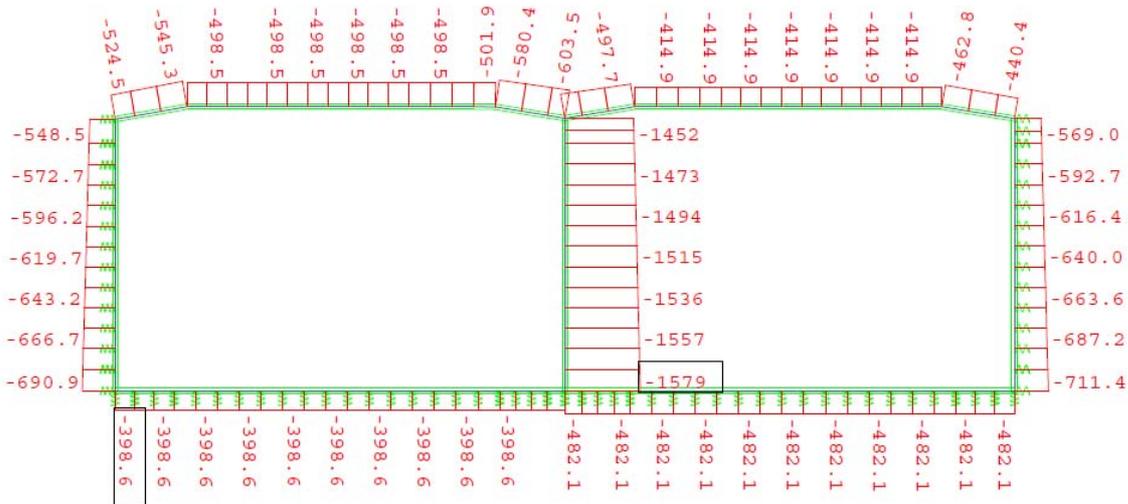


Bild 26: Min Normalkraft aus außergewöhnlicher Bemessungssituation Brand [kN]

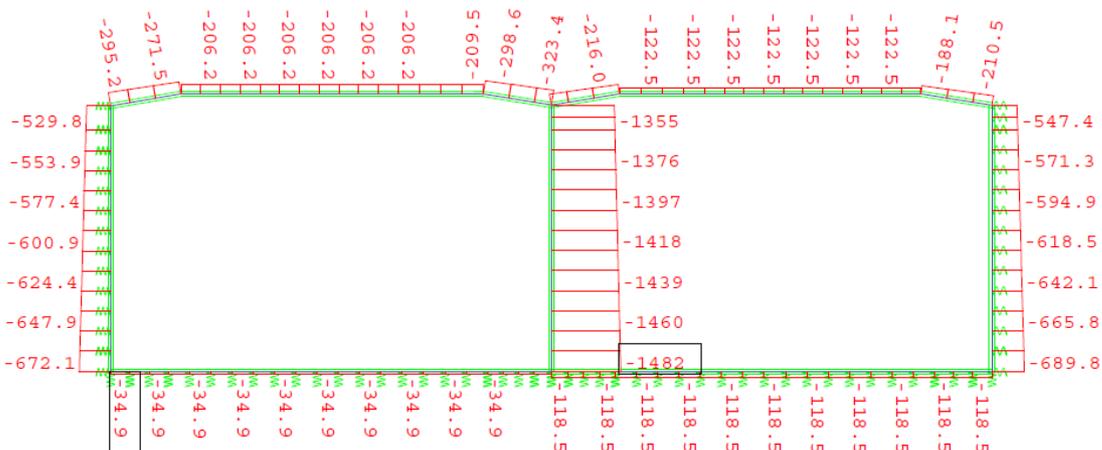


Bild 27: Max Normalkraft aus außergewöhnlicher Bemessungssituation Brand [kN]

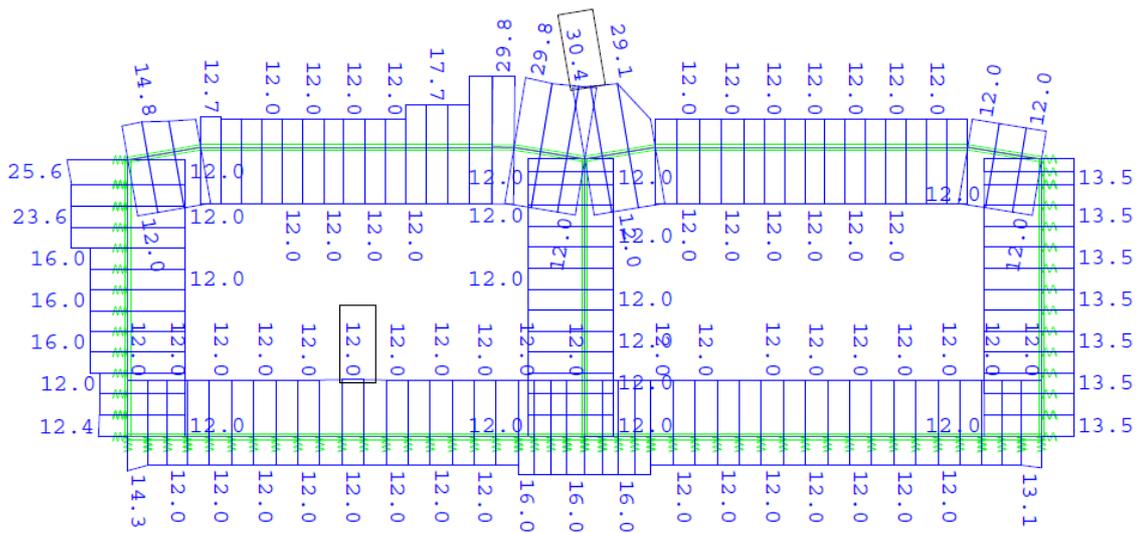


Bild 28: Biegebewehrung aus außergewöhnlicher Bemessungssituation Brand [cm²/m]

5 Statische Berechnungen nach dem Brand

5.1 Allgemeines

Durch die Brandeinwirkung erfährt der Stahlbeton nichtreversible Festigkeitsminderungen.

Es werden im Rahmen einer außergewöhnlichen Bemessungssituation statische Berechnungen für den Lastfall nach dem Brand mit Berücksichtigung der veränderten Baustoffeigenschaften durch die Brandeinwirkung durchgeführt.

Für die statische Berechnung nach dem Brandfall wird eine verringerte Querschnittsdicke von 3 cm zur Berücksichtigung von möglichen Abplatzungen bzw. zur Berücksichtigung der stark beanspruchten bzw. geschädigten Betonstruktur im Randbereich angenommen (hohe Erwärmungsgeschwindigkeit und ggf. schockartige Abkühlung durch Löschwasser im Randbereich).

Das nachfolgende Bild 29 zeigt die Restdruckfestigkeit von Normalbeton nach der Temperaturbeanspruchung in Abhängigkeit der erreichten Maximaltemperatur auf Grundlage der DIN EN1992 [4].

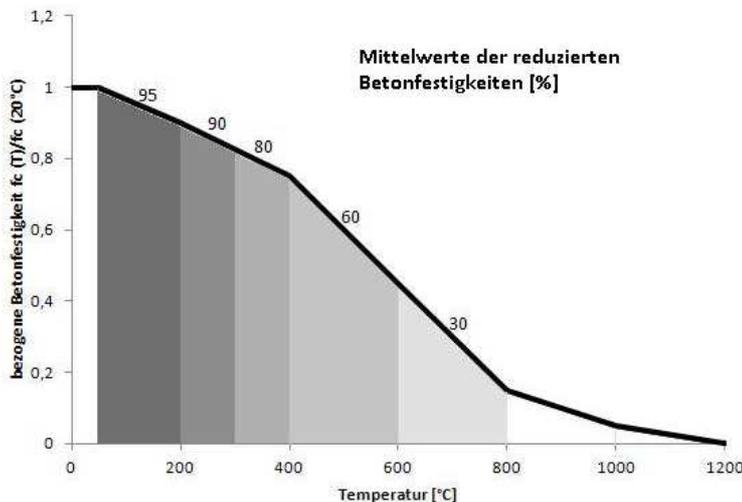


Bild. 29: Restdruckfestigkeit von Beton in Abhängigkeit der maximalen Temperatur nach [4]

Das nachfolgende Bild 30, Kurve 1 zeigt die Restfestigkeit von Betonstahl (BSt 500 kaltverformt) nach der Temperaturbeanspruchung in Abhängigkeit der erreichten Maximaltemperatur. Bei Verwendung von warmgewalzten Stahl (Kurve 2) sind die temperaturabhängigen Festigkeitsreduzierungen reversibel, d.h. die Bewehrung hat nach Abkühlung wieder die vollen Festigkeiten.

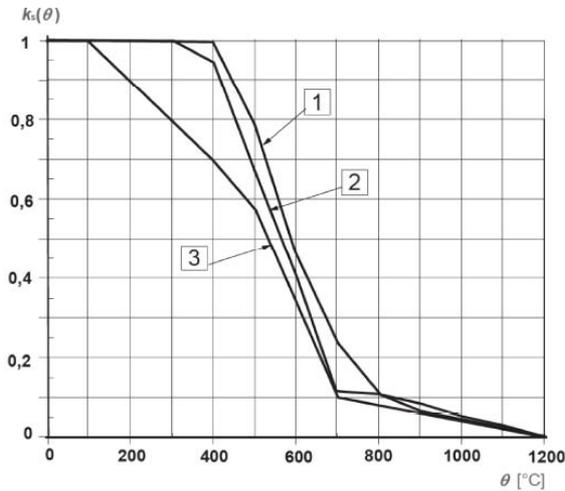


Bild. 30: Restfestigkeit von Betonstahl in Abhängigkeit der maximalen Temperatur [4]

In der vorliegenden Musterstatik wird kaltverformter Betonstahl berücksichtigt.

In dem nachfolgenden Bild sind die Ergebnisse der thermischen Analyse unter Berücksichtigung einer Abplatzung von 3 cm dargestellt.

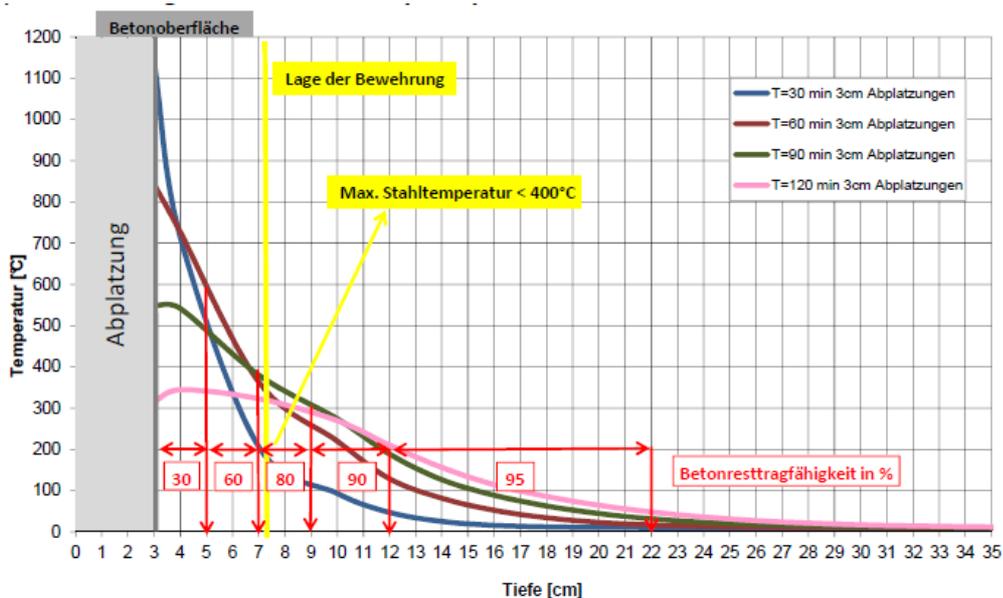


Bild. 31: Temperaturverteilung im Betonquerschnitt bei 3 cm Betonabplatzung

In Abhängigkeit der maximal erreichten Temperaturen ist eine lamellenartige Einteilung des Betonquerschnittes mit dazugehörigen reduzierten Betondruckfestigkeiten vorgenommen worden. Diese Lamelleneinteilung ist bei der Diskretisierung des Betonquerschnittes im statischen System berücksichtigt worden.

Der Betonquerschnitt wird in sieben Lamellen aufgeteilt:

Lamelle 1 (0 cm bis 3 cm von Bauteiloberfläche): Abplatzung bzw. Beton ohne Restfestigkeit

Lamelle 2 (3 cm bis 5 cm von Bauteiloberfläche): Beton mit 30% Restfestigkeit

Lamelle 3 (5 cm bis 7 cm von Bauteiloberfläche): Beton mit 60% Restfestigkeit

Lamelle 4 (7 cm bis 9 cm von Bauteiloberfläche): Beton mit 80% Restfestigkeit

Lamelle 5 (9 cm bis 12 cm von Bauteiloberfläche): Beton mit 90% Restfestigkeit

Lamelle 6 (12 cm bis 22 cm von Bauteiloberfläche): Beton mit 95% Restfestigkeit

Lamelle 7 (ab 12 cm von Bauteiloberfläche): keine Einschränkung der Betondruckfestigkeit

Weiter ist in dem Bild 31 die Achslage der Bewehrung dargestellt, woraus die maximale Stahltemperatur abgeleitet werden kann. Diese beträgt 350°C, woraus nach Bild 29 eine Restfestigkeit von 95% resultiert. Diese Materialeigenschaft für den Betonstahl ist in dem Statikprogramm zu berücksichtigen.

Es werden sechs Lastfallkombinationen für die außergewöhnliche Bemessungssituation (siehe Kap. 2.6) berechnet. Zur Abdeckung der ungünstigsten Lastfallüberlagerungen werden Variationen der maximal bzw. minimal möglichen Vertikal- und Horizontallasten berücksichtigt. Der Ansatz der Abplatzungen und der abgeminderten Baustoffeigenschaften sind entsprechend der Brandeinwirkung in der linken Tunnelzelle berücksichtigt worden.

Das gewählte Berechnungsverfahren berücksichtigt das nichtlineare Materialverhalten des Stahlbetons unter Berücksichtigung des Rissverhaltens und der damit einhergehenden Steifigkeitsabminderung (Zustand II).

LK 1023: min H + max V_{\downarrow} + Temp. Sommer →

1,1 LF1 + 1,1 LF3 + 1,1 LF4 + 1,1 LF5 + 0,2 LF7 + 0,6 LF 10

LK 1024: min H + max V_{\downarrow} + Temp. Winter →

1,1 LF1 + 1,1 LF3 + 1,1 LF4 + 1,1 LF5 + 0,2 LF7 + 0,6 LF 9

LK 1025: max H + min V_{\downarrow} + Temp. Sommer →

1,1 LF1 + 1,1 LF2 + 1,0 LF6 + 1,1 LF 8+ 0,6 LF 10

LK 1026: max H + min V_{\downarrow} + Temp. Winter →

1,1 LF1 + 1,1 LF2 + 1,0 LF6 + 1,1 LF 8+ 0,6 LF 9

LK 1027: max H + max V_{\downarrow} + Temp. Sommer →

1,1 LF1 + 1,1 LF2 + 1,1 LF4 + 1,1 LF5 + 1,0 LF6 + 0,75 LF7 + 1,1 LF 8+ 0,6 LF 10

6 Auswertung und Zusammenfassung

Die vorliegende Musterstatik beinhaltet die Durchführung von genaueren rechnerischen Nachweisen des Brandfalls für einen zweizelligen Tunnelquerschnitt unter Einwirkung der ZTV-ING-Brandkurve.

Die Durchführung des genaueren rechnerischen Nachweises des Brandlastfalls erfolgt auf Grundlage der DIN EN 1992-1-2 [4] in Form des „Allgemeinen Rechenverfahrens“ über eine thermische Analyse und einer anschließenden mechanischen Analyse. Die maximalen Beanspruchungen während des Brandfalls entstehen zum Zeitpunkt $T = 90$ min nach Brandbeginn.

Im Rahmen der Musterstatik wird ein zweizelliger Tunnelquerschnitt RQ 26t aus Beton mit Polypropylenfasern (PP-Fasern) nachgewiesen. Für die statische Berechnung während der Brandeinwirkung werden keine Abplatzungen angesetzt.

Neben der statischen Berechnungen während der Brandeinwirkung wird eine statische Berechnung nach der Brandeinwirkung durchgeführt. Die veränderten Baustoffeigenschaften durch die Brandeinwirkung werden dabei berücksichtigt. Es wird eine Reduzierung des Betonquerschnittes um 3 cm bei der Berechnung berücksichtigt.

Nachfolgend ist tabellarisch die erforderliche Biegebewehrung aus den verschiedenen Nachweisen zusammengestellt. Die maßgebende Biegebewehrung für den jeweiligen Schnitt ist in rot dargestellt.

Schnitt	Erf. Bewehrung A_s [cm^2/m]					gewählt A_s	
	aus	aus	aus	aus	aus	\varnothing / cm	cm^2/m
	1	2	3	4	5		
Decke, Feld, luftseitig	35,4	46,0	16,4	12,0	12,0	25/10	49,09
Deckenanschnitt mitte, erdseitig	39,4	68,1	17,2	29,8	16,7	28/12,5 + 25/25	68,89
Deckenanschnitt außen, erdseitig	12,0	14,0	12,0	15,7	12,0	16/12,5	16,08
Wandanschnitt oben, erdseitig	15,9	24,6	12,0	23,6	12,0	20/10	31,42
Wand, Feld, erdseitig	14,7	27,3	12,0	16,0	12,0	20/10	31,42
Wand, Feld, luftseitig	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	14/12,5	12,32
Wandanschnitt unten, erdseitig	19,5	35,1	13,4	12,0	12,0	20/10 + 14/20	37,07
Sohlanschnitt außen, erdseitig	16,5	31,5	12,0	15,0	12,0	20/10	31,42
Sohle, Feld, luftseitig	39,6	49,3	20,9	12,0	12,0	25/10	49,09
Sohlanschnitt mitte, erdseitig	44	71,9	21,0	16,0	16,2	25/10 + 20/20	73,63
Mittelwandanschnitt unten	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	14/12,5	12,32
Mittelwandanschnitt oben	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	16/12,5	16,08

1: Grenzzustand der Tragfähigkeit (Zustand I)

2: Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Zustand I)

3: Außergewöhnliche Bemessungssituation Anprall (Zustand I)

4: Genauerer rechnerischer Nachweis Brand, ZTV-Ing-Kurve; $T = 90$ min (Zustand II)

5: Außergewöhnliche Bemessungssituation für LF nach dem Brand (Zustand II)

Mindestbewehrung: $12 \text{ cm}^2/\text{m}$

Tab.1 Zusammenstellung der Bewehrung

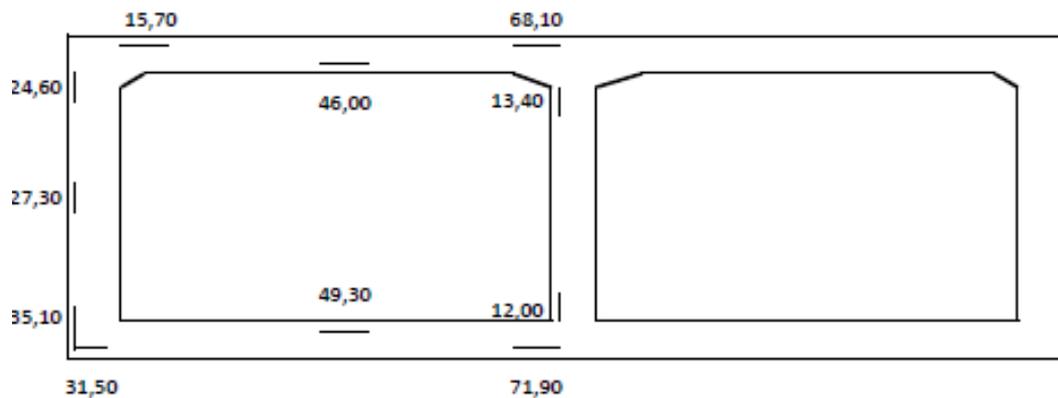


Bild 36: maßgebende Biegebewehrung [cm²/m]

Es zeigt sich, dass überwiegend die Bewehrung aus den Gebrauchstauglichkeitsnachweisen maßgebend wird. Die im Rahmen der außergewöhnlichen Bemessungssituation berechnete Bewehrung aus dem Lastfall nach dem Brand ist in keinem Bemessungsschnitt maßgebend. Für die erforderliche Instandsetzung nach dem Brand ist ein Sicherheitsniveau für den Bauzustand (LF2 nach DIN 1054 [7]) nachzuweisen, was in den vorliegenden Berechnungsbeispiel aufgrund des Verhältnisses zwischen vorhandener Bewehrung zur erforderlichen Bewehrung sichergestellt ist. Bei anderen Randbedingungen bzw. in Abhängigkeit des tatsächlichen Schadensbildes müssen gegebenenfalls für den Sanierungszustand zum Erreichen des erforderlichen Sicherheitsniveaus zusätzliche Stützmaßnahmen geplant werden.

Im Rahmen der vorliegenden Musterstatik ist der Schwerpunkt auf den genaueren rechnerischen Nachweis des Brandlastfalles und den Einfluss auf die Biegebewehrung gelegt worden. Die Berechnung der Querkraftbewehrung und der Mindestbewehrung (z.B. Mindestbewehrung aus Abfließen der Hydratationswärme oberhalb von Arbeitsfugen) sowie Auftriebsnachweise sind in dem vorliegenden Dokument nicht behandelt worden.

7 Technische Vorschriften/ Unterlagen

- [1] Verkehrsblatt Sammlung S1056: Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING) Teil 5 „Tunnelbau“ und Teil 3 „Massivbau“, Abschnitt 1 „Beton“, Sammlung Brücken- und Ingenieurbau – Baudurchführung, Verkehrsblatt-Verlag Borgmann GmbH & Co. KG, Dortmund
- [2] DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken, März 2009
- [3] DIN-Fachbericht 102: Betonbrücken, März 2009
- [4] DIN EN 1992-1-2: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall, Dezember 2010
- [5] DIN EN 1991-1-2, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen Brandeinwirkungen auf Tragwerke, Dezember 2010
- [6] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V. (FGSV): Richtlinien für die Ausstattung und den Betrieb von Straßentunneln (RABT), FGSV-Nr. 339, FGSV-Verlag GmbH, Köln, Ausgabe 2006
- [7] DIN 1054: Baugrund-Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Januar 2005
- [8] Blossfeld, J: Brandkurven für den baulichen Brandschutz von Straßentunneln, Bericht zum AP-Projekt F1100.2306000, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“, Heft B 67, Wirtschaftsverlag NW GmbH, August 2009, Bremerhaven
- [9] Schmidt, K.; Dahlhaus, F.; Winkler, W. u. Schaffenrath, D.: Traglastuntersuchungen für Straßentunnel unter Einwirkung verschiedener Brandkurven. Schlussbericht ILF Beratende Ingenieure München-Innsbruck/TU Bergakademie Freiberg zum FE-Projekt 15.428/2006/ERB im Auftrag des BMVBS/der BASt, 31.07.2008 (unveröffentlicht)
- [10] Dehn, F., et al.: Brand- und Abplatzverhalten von Faserbeton in Straßentunneln, Bericht zum FE Projekt 15.448/2007/ERB im Auftrag des BMVBS/ der BASt, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“, Heft B 73, Wirtschaftsverlag NW GmbH, 2010, Bremerhaven
- [11] Kusterle, W., et al: Brandbeständigkeit von Faser-, Stahl- und Spannbeton, BMVIT in Zusammenarbeit mit der HL-AG, Straßenforschung Heft 544, Österreichische Forschungsgemeinschaft Straße und Verkehr, Wien, 2004
- [12] Hosser, D.; Richter, E.: Baulicher Brandschutz für Tunnel in offener Bauweise, Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben, FE-Nr. 15-236R95E im Auftrag des Bundesministers für Verkehr, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1998
- [13] Richter, E.: Nachweis baulicher Brandschutzmaßnahmen, Kapitel 6 im vfdB-Leitfaden „Ingenieurmethoden des Brandschutzes“, Herausgeber: D. Hosser, vfdB TB 04/01, Mai 2006
- [14] Dorgarten, H.-W., Dahl, J., Schaab, A.: Brandrestistente Tunnelkonstruktionen: Ergebnisse von Brandversuchen und Anwendungskriterien, Forschung+Praxis, Heft 35: Tunnel – Lebensadern der mobilen Gesellschaft, S. 159-164, Bauverlag 2003
- [15] Wageneder, J.: Traglastuntersuchungen unter Brandeinwirkungen, Bauingenieur Band 77, April 2002

- [16] Richter, E. und Hosser, D.: Baulicher Brandschutz bei Verkehrstunneln in offener Bauweise, Beton- und Stahlbetonbau 97, Heft 4, S. 178-184 (Zusammenfassung FE 15.263 R95E), 2002
- [17] Aschaber, M.; Feist, C. u. Hofstetter, G.: Numerische Simulation des Verhaltens von Betontragwerken unter Brandeinwirkung, Beton- und Stahlbetonbau 102, Heft 9, S. 578-587, 2007
- [18] Hörrle, D. u. Mayer, P.-M.: Temperatur-entwicklung und Beanspruchung von Tunnelinnenschalen im Brandfall, Bautechnik 85, Heft 6, S. 381-391 (zusätzlich im Anhang), 2008
- [19] vfdB-Leitfaden: Ingenieurmethoden des Brandschutzes, Herausgeber D. Hosser, Mai 2009
- [20] Haak, A., Meyeroltmanns, W., STUVA, Hosser, D., Richter, E.: Sicherheitstechnische Beurteilung und Anforderung an den baulichen Brandschutz in Eisenbahntunneln mit Tübbingauskleidung, IBMB TU Braunschweig 2008
- [21] HYDRA Grundwasser- und Wärmemodelle nach der Finiten-Element-Methode, Handbuch Version 11.00, SOFiSTiK AG, Oberschleissheim, 2005
- [22] DIN EN 1991-1-2/ NA: Nationaler Anhang Eurocode 1: Einwirkung auf Tragwerke – Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkungen auf Tragwerke, Dezember 2010
- [23] Prüfung und Validierung von Rechenprogrammen für Brandschutznachweise mittels allgemeiner Berechnungsverfahren nach den Brandschutzteilen der Eurocodes, Milatz, M., Studienarbeit am Institut für Baustatik und Stahlbau der Technischen Universität Hamburg-Harburg, 2010
- [24] Brandschutz in der Gebäudetechnik, Usemann, K., Springer Verlag, 2003
- [25] Grundlagen der Ingenieurmethoden im Brandschutz, Schneider, U., Werner Verlag, 2002
- [26] Winselmann, D.; Städing: Brandschutz im Tunnelbau: verbesserte rechnerische Nachweise für die Konstruktion, Forschung + Praxis 39, S. 212-216
- [27] Grundlagen der Ingenieurmethoden im Brandschutz, Schneider, U., Werner Verlag, 2002
- [28] Mehlhorn, G., Der Ingenieurbau-Grundwissen / Bauphysik, Brandschutz, Ernst & Sohn Verlag, 1997
- [29] Balthaus H., Dahl J., Schaab A., Billig B.: Brandschutzbeton für Tunnelkonstruktionen – Grundlagen, Ergebnisse von Brandversuchen und Hinweise für die Anwendung, Tunnelbau 2005
- [30] Schuck W., Haak, A., Richter, E., Städing A.: Baulicher Brandschutz bei Eisenbahntunneln mit einschaligem Tübbingausbau, Tunnelbau 2011
- [31] Katz C., Tautz, R.: Numerische Umsetzung zu „heißen Bemessungen“, Tagungsband Fire Engineering 2011
- [32] DIN EN 1992-1-2/ NA: Nationaler Anhang Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall, Dezember 2010

8 Anhang

Anhang 1: Ausdrucksprotoll Kaltbemessung GZT/ GZG

Anhang 2: Ausdrucksprotoll Außergewöhnliche Bemessungssituation Anprall

Anhang 3: Ausdrucksprotoll Außergewöhnliche Bemessungssituation Brand

Anhang 4: Ausdrucksprotoll Außergewöhnliche Bemessungssituation nach dem Brand

Die Anhänge werden bei der BASt in digitaler Form vorgehalten.