Heißbemessung einschaliger Tübbingkonstruktionen

Bachelor Thesis

Fachbereich Tunnelbau

Studiengang Bauingenieurwesen



Felix Christopher Frischmann

Mat.-Nr.: 235496

Erstbetreuer:	Prof. Fritz Grübl
Zweitbetreuer:	Dipl.Ing. Cristian Glomp

Hochschule für Technik, Stuttgart

Stuttgart, den 01. Juli 2009

Zusammenfassung

Im Tunnelbau kann der Lastfall Brand einen der maßgebenden Bemessungsfälle darstellen. Aufgrund der raschen Temperaturentwicklung infolge von Brandkatastrophen sind die Konstruktionen im Tunnelbau einer besonders großen Belastung ausgesetzt. Die Häufigkeit von Brandkatastrophen in Tunnelbauwerken verglichen mit anderen Infrastrukturobjekten ist relativ hoch einzuschätzen. Statistische Auswertungen von Brandunglücken in Tunnelbauwerken in den letzten Jahren stützen diese These. All diese Erkenntnisse haben dazu geführt, dass ein allgemeines, öffentliches Sicherheitsbedürfnis für unterirdische Tunnelbauwerke formuliert wurde, um die Gefährdungen infolge Brand zu minimieren. Schwere Brandereignisse in verschiedenen Tunnelbauwerken Europas in den neunziger Jahren, wie zum Beispiel dem Mont-Blanc Tunnelbrand, haben die Diskussion zusätzlich angefacht und die Ansprüche und Sicherheitsanforderungen weiter verschärft.

Aussagen über zu erwartenden Temperaturentwicklungen und Dauer des Brandereignisses finden sich in den einschlägigen Normen und Richtlinien für Tunnelbauwerke wieder, so zum Beispiel in den zusätzlichen technischen Vertragsbedingungen für Ingenieurbauwerke (ZTV-ING). Hier werden sowohl allgemeine Forderungen an Standsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dichtigkeit formuliert, aber auch konstruktive Anforderungen an die Brandwiderstandsfähigkeit der Konstruktion gestellt. Auch in Bezug auf den betrieblichen Brandschutz haben die höheren Brandschutzforderungen Eingang in diverse Regelwerke gefunden.

Diese Arbeit beschäftigt sich nach einer vorangestellten Analyse der Brandeinwirkungen, Regelwerke und Nachweisverfahren in erster Linie mit den thermo-mechanischen Zusammenhängen am statischen System des Tunnels. Dabei soll die Entwicklung der indirekten Schnittgrößen infolge Temperaturdehnungen und –Verformungen und deren Auswirkungen auf die Standsicherheit des Bauwerks untersucht werden. Aspekte der temperaturabhängigen Materialeigenschaften oder etwa der Schnittgrößenumlagerung anderer Lastfälle wie Eigengewicht oder Verkehrslast werden in die Betrachtung mit einfließen. Ziel ist es, die Erkenntnisse der thermo-mechanischen Analyse in ein Berechnungsverfahren nach Eurocode 2 Teil 1-2 (DIN V ENV 1992-1-2, Nachweisverfahren für den Lastfall Brand von Stahlbetontragwerken) zu überführen.

Inhaltsverzeichnis

1 Allgemein **6**

1.1 Aufgabenstellung 6

1.2 Problemstellung 7

2 Relevanz der Thematik Brand im Tunnelbau **9**

2.1 Häufigkeit von Tunnelbränden 10

2.2 Gefährdungspotential 11

2.2.1 Schienen-Personen-Nahverkehrtunnel 11

2.2.2 Fernbahntunnel 12

2.2.3 Straßentunnel 13

2.2.4 Zusammenstellung der Erkenntnisse 14

3 Allgemeine Betrachtungen zum Sonderlastfall Brand **15**

3.1 Anforderungen an die Brandschutzbemessung 15

3.1.1 Grundzüge des probabilistischen Sicherheitskonzeptes 16

3.1.2 Übertragung auf den Sonderlastfall Brand 17

3.1.3 Regelwerke für die Bemessung des Sonderlastfalls Brand 18

4 Stand der Technik **19**

4.1 konstruktiver Brandschutz nach ZTV-ING 20

4.1.1 bauliche Brandschutzsysteme 21

4.1.2 Betontechnologische Maßnahmen 24

4.1.3 Zusammenfassung der konstruktiven Maßnahmen 27

4.2 Vereinfachter statischer Nachweis 28

4.2.1 Grundlage vereinfachter Berechnungsverfahren 30

4.2.2 Vereinfachtes Rechenverfahren gemäß Anlage B.1 “500^o C Isothermen-Methode” 31

4.2.3 vereinfachtes Rechenverfahren gemäß Anlage B.2 “Zonen-Methode” . . . 34

5 Allg. Heißbemessung von Tübbingkonstruktionen **38**

5.1 Ablaufschema der Heißbemessung 38

5.2 Einwirkungen 41

5.2.1 Gefährdungspotential und Brandlasten in Tunnelbauwerken 41

5.2.2 Gefährdungspotential und Brandlasten nach RABT 44

5.2.3 Temperatur-Zeit-Kurven . . . 44
5.2.4 sonstige Brandtemperatur-Kurven . . . 48
5.3 Wärmeübergang vom Brandherd auf die Konstruktion . . . 49
5.3.1 Vereinfachter Ansatz nach BMVIT . . . 49
5.3.2 allgemeiner Ansatz . . . 50
5.4 Hitzeentwicklung im Bauteil . . . 53
5.4.1 analytische Lösung der WLG . . . 55
5.4.2 Rand- und Anfangsbedingungen . . . 55
5.4.3 Lösung der WLG mit homogenen Randbedingungen . . . 56
5.4.4 Lösung der WLG mit inhomogenen Randbedingungen für $t < t_1$ . . . 59
5.4.5 Lösung der WLG mit inhomogenen Randbedingungen für $t_1 < t < t_2$ . . . 62
5.4.6 Lösung der WLG mit inhomogenen Randbedingungen für $t > t_2$ . . . 62
5.4.7 Bewertung der Ergebnisse . . . 63
5.5 Thermisches und mechanisches Materialverhalten im Hoch-temperaturbereich . . . 64
5.5.1 spezifische Wärmekapazität . . . 64
5.5.2 Rohdichte . . . 65
5.5.3 thermische Leitfähigkeit . . . 66
5.5.4 Temperaturleitfähigkeit . . . 67
5.5.5 Wärmeausdehnung . . . 69
5.5.6 Elastizitätsmodul . . . 71
5.6 mechanische Grundlagen . . . 78
5.6.1 Statik von Tunnelbauwerken im Allgemeinen . . . 78
5.6.2 Statik von einschaligen Tübbingkonstruktionen . . . 85
5.7 thermo-mechanische Grundlagen . . . 92
5.7.1 Schnittgrößen aus direkter und indirekter Last . . . 92
5.7.2 Nichtlineare Schnittgrößenermittlung . . . 93
5.8 Statische Nachweisführung . . . 95
5.8.1 Allgemeine Bemessungsverfahren nach EC2 Teil 1-2 . . . 96
5.8.2 Nichtlineare Berechnungsmethoden nach DIN 1045-1 . . . 100
5.8.3 Bemessungsvorschlag auf Grundlage von DIN V ENV 1992-1-2 und DIN 1045-1 . . . 101

6 EDV-gestützte Rechenverfahren - Lastfall Brand 102
6.1 Bestimmung der Einwirkungen für den Lastfall Brand . . . 102
6.1.1 Brandlasten und Wärmeübergang vom Brandherd auf die Konstruktion . . . 102
6.1.2 Wärmeverteilung in der Konstruktion . . . 107
6.2 Bestimmung eines äquivalenten linearen Temperaturprofils . . . 118
6.2.1 Herleitung der äquivalenten linearen Temperaturprofile . . . 119
6.2.2 Vereinfachtes Verfahren zur Bestimmung von Krümmung & Dehnung . . . 121
6.2.3 Bestimmung von T_i & T_a durch EDV-Unterstützung . . . 124
6.2.4 Auswertung für eine RABT Temperatur-Zeit-Kurve . . . 126
6.2.5 Auswertung für eine EBA Temperatur-Zeit-Kurve . . . 130

6.3 Thermo-mechanische Berechnungen an statischen Grund-Systemen 133
6.3.1 Beidseitig eingespannter Balken 134
6.3.2 beidseitig eingespannte Platte mit horizontaler Verschieblichkeit 144
6.3.3 eingespannte Platte mit horizontaler Verschieblichkeit und Kontaktfuge . 157
6.3.4 Gebetteter Balken mit beidseitiger elastischer Einspannung 160
6.4 Umsetzung der Erkenntnisse auf den elastisch gebetteten Stabzug 164
6.4.1 Randbedingungen der statischen Untersuchung 164
6.4.2 Ergebnisse und Schnittkräfte aus äußeren Lasten 166
6.4.3 Beaufschlagung durch Temperatur 171
6.4.4 Teilweise Beaufschlagung durch Temperatur 185
6.4.5 Verfeinerung des statischen Systems 190
6.4.6 Nichtlineare Schnittgrößen-Berechnung 196
6.4.7 Zusammenfassung der Ergebnisse 202
6.5 Dreidimensionale Betrachtung 204

7 Berechnungsbeispiel - Lastfall Brand 208
7.1 Allgemeine Vorbemerkungen 208
7.2 Konstruktion, Randbedingungen & Lasten 210
7.2.1 Konstruktion und Randbedingungen 210
7.2.2 Lastannahmen 211
7.2.3 charakteristische Schnittgrößen Lastfall 1 212
7.2.4 Bemessungswerte der Schnittgrößen (GK) Lastfall 1 214
7.3 Konstruktiver Brandschutz 217
7.3.1 Konstruktion und geometrische Randbedingungen 217
7.3.2 Brandschutzsysteme 219
7.4 Vereinfachter Nachweis “500^o Isothermen-Methode” 222
7.4.1 Temperatur-Zeit-Kurve / thermische Einwirkungen 222
7.4.2 Temperaturprofil des Querschnitts und Lage der 500^o Isothermen 223
7.4.3 Querschnittswerte 224
7.4.4 Materialfestigkeiten 226
7.4.5 Einwirkungen 228
7.4.6 Tragfähigkeit bei Biegung und Längskraft 228
7.4.7 Bewertung der Ergebnisse 234
7.5 Allgemeine Heißbemessung nach DIN V ENV 1992-1-2 235
7.5.1 Grundzüge nichtlinearer Verfahren 235
7.5.2 Iterationsprobleme 239
7.5.3 Ergebnisse der allg. Bemessung am betrachteten Querschnitt 241
7.5.4 Ertüchtigung der Konstruktion und Nachweisführung 249
7.5.5 Ergebnisse bei Ansatz einer RABT-Kurve 253
7.5.6 Bewertung der Berechnungsergebnisse 255

8 Sanierungsmöglichkeiten **257**
8.1 Instandsetzungsmaßnahmen 257
8.1.1 Abschätzung der Brandeinwirkung 258
8.1.2 Restquerschnitte und Restfestigkeiten 259
8.1.3 Instandsetzungs- und Ertüchtigungsmaßnahmen 259
8.1.4 Sanierung der Brandschutzsysteme 260
8.1.5 Sanierungsmaßnahmen nach realen Brandereignissen 261

9 Ausblicke und weiterführende Gedanken **263**
9.1 Realistische Erfassung der Einwirkungen 263
9.2 Thermo-mechanische Zusammenhänge am statischen Modell 264
9.3 Baustoffeigenschaften 265
9.4 präventiver Brandschutz 265
9.5 Abschließende Bemerkung 265

Hauptteil

Kapitel 1

Allgemein

1.1 Aufgabenstellung

Ziel dieser Arbeit ist es, Möglichkeiten der statischen Nachweisführung für den Lastfall Brand bei einschaligen Tübbingkonstruktionen im Tunnelbau zu untersuchen. Dabei soll die Auswirkung der Brandeinwirkung auf die Tunnelkonstruktion untersucht und beschrieben werden. Die Möglichkeiten der Tragwerksmodellierung werden ebenso beleuchtet, wie die Tragwerksreaktionen bei Brandeinwirkungen. Den statischen Berechnungen geht die Festlegung der Einwirkungen voraus. Für den Lastfall Brand bedeutet dies, die Erfassung von Brandlasten und Brandgastemperaturen. Aus ihnen resultiert der Wärmeeintrag in die Konstruktion, und damit temperaturinduzierte Verformungen. Im Rahmen der Arbeit werden sowohl analytische Berechnungsverfahren zur Bestimmung der Temperaturentwicklung im Querschnitt als auch numerische Rechenverfahren betrachtet, die mit der Programmsoftware Sofistik der Sofistik AG durchgeführt werden. Der Schwerpunkt der Arbeit liegt auf der Analyse der thermo-mechanischen Wechselwirkungen zwischen statischem System und den Querschnittstemperaturen. Dabei soll ebenfalls der Einfluss der Steifigkeiten und Steifigkeitsänderungen, etwa beim Übergang in den gerissenen Zustand, untersucht werden.

Die statischen Berechnungen erfolgen zunächst an einfachen Grundsystemen, anhand derer ein besseres Verständnis für die mechanischen Interaktionen bei Temperatureinwirkung erlangt werden soll. Die Berechnung erfolgt sowohl an Stabwerkmodellen als auch an Systemen mit Finiten Elementen.

Das Tragwerk des Tunnels kann als elastisch gebetteter Stabzug modelliert werden. Die Längs- und Ringfugen werden in Form von Dreh- und Koppelfedern abgebildet. Ein Modell dieser Art kommt bei der Nachweisführung im Tunnelbau für einschalige Tübbingkonstruktionen üblicherweise zum Einsatz. Wie unter anderem Prof. Fritz Grübl [Gru06] aufzeigte, ist eine zweidimensionale Betrachtung in Form eines gebetteten Stabzuges für die meisten Lastfälle zulässig und ausreichend. Dreidimensionale Effekte bleiben dabei zum größten Teil unberücksichtigt, was allerdings für die Lastfälle Eigengewicht und direkte Lasten zulässig ist. Es wird zu untersuchen sein, ob eine Aussage dieser Art auch für den Lastfall Brand gültig ist, inwieweit also dreidimensionale Effekte im Lastfall Brand in der statischen Berechnung Beachtung finden müssen. Damit kann letztlich die Gültigkeit eines zweidimensionalen Modells auch für den Lastfall Brand

ratifiziert werden.

Als Ergebnis dieser Arbeit soll eine Möglichkeit einer durchgängigen Nachweisführung für den Lastfall Brand aufgezeigt werden. Die Nachweisführung soll dabei anhand möglichst einfacher statischer Systeme zu führen sein, da die enorme Rechenzeit komplizierter dreidimensionaler FEM-Modelle Forderungen nach Schnelligkeit und Wirtschaftlichkeit in der Aufstellung der Statik entgegenwirkt. Der Einsatz rechenintensiver FEM-Modelle sollte auf Sonderbereiche und Sonderlastfälle beschränkt bleiben. Diese Arbeit liefert ebenfalls einen kurzen Einblick in die am Markt erhältlichen Brandschutzsysteme für Tunnelbauwerke. Des Weiteren wird kurz auf die erforderlichen Sanierungsmaßnahmen nach einem Brandereignis eingegangen, die der Wiederherstellung der Funktionsfähigkeit des Bauwerks dienen.

1.2 Problemstellung

Als Folge von technischen Defekten, Verkehrsunfällen oder Brandstiftung kann es zu schweren Brandkatastrophen in Tunnelbauwerken kommen. Das Ausmaß der Brandeinwirkung, sowie die zu erwartenden Temperaturen infolge der Brandkatastrophe sind stark abhängig von den Brandlasten im Tunnel. Diese wiederum variieren in Abhängigkeit von der Nutzung des Tunnelbauwerks. Offensichtliche Unterschiede wird es zwischen Eisenbahn- und Straßentunneln geben, da je nach Nutzung aus Fahrzeugen und Ladung völlig unterschiedliche Brandlasten resultieren. Doch auch innerhalb einer Nutzungskategorie wie etwa bei Straßentunneln, kann die zu erwartenden Brandlast durch Nutzungseinschränkungen des Betreibers deutlichen Unterschieden unterliegen. Dazu zählen zum Beispiel Nutzungseinschränkungen für Gefahrguttransporte wie Treibstoffe oder bestimmte Chemikalien. Um eine hinreichende Aussage zur Standsicherheit von Tunnelbauwerken für den Lastfall Brand treffen zu können, ist somit die Kenntnis der Brandlasten und Temperaturentwicklungen im Tunnelbauwerk unerlässlich. Ein Teil dieser Arbeit widmet sich daher der Frage, welche Temperaturentwicklungen infolge von Bränden über welchen Zeitraum zu erwarten sind, und wie die Unterschiede für verschiedene Nutzungen quantifiziert werde kann. Es wird des Weiteren untersucht, inwieweit diese Erkenntnisse in einschlägige Normen und Vorschriften Eingang gefunden haben. All dies ist letztlich Grundlage für die statische Berechnung.

Als Folge von Brandeinwirkungen kommt es im statischen System der Tunnelkonstruktion zu Zwangsschnittgrößen. Des Weiteren sind die Materialeigenschaften der Baustoffe Beton und Stahl stark temperaturabhängig. Bei den hohen Temperaturen, die zu erwarten sind, kann also davon ausgegangen werden, dass es bei den Schnittgrößen aus Eigenlasten und direkten äußeren Lasten zu Umlagerungen kommen wird. Um diese thermo-mechanischen Zusammenhänge erfassen zu können, ist die Kenntnis der Temperaturentwicklung im Bauteil von entscheidender Bedeutung. Da es sich hier um ein räumlich und zeitlich instationäres Problem handelt, bietet sich der Einsatz numerischer Berechnungsverfahren an. Allerdings soll auch auf den theoretischen Hintergrund eingegangen und Möglichkeiten einer analytischen Lösung des Wärmeleitungsproblems aufgezeigt werden. Eine unmittelbare Aussage zum maßgebenden Zeitpunkt der Brandbemessung ist nicht möglich. Daher ist eine Betrachtung in Zeitschrittintervallen notwendig.

Das statische System eines Tunnels in einschaliger Tübbing-Bauweise ist in hohem Maße statisch unbestimmt. Daher verfolgt diese Arbeit den Ansatz, die thermo-mechanischen Wechselwirkungen zunächst an einfachen Modellen zu untersuchen, deren Ergebnisse noch mit analytischen Handrechnungen verglichen werden können. Damit können die Schnittkräfte am statischen Modell des Tunnels aus dem Lastfall Brand eventuell unter Kombination mit anderen Lastfällen wie Eigengewicht mit den gewonnenen Erkenntnissen aus den Vorberechnungen korreliert werden.

Eine besondere Bedeutung bei der statischen Berechnung kommt dem Verhalten der Längs- und Ringfugen zu. Die aus dem Verhalten der Längs- und Ringfugen resultierenden nichtlinearen Effekte bei der Entwicklung der Schnittgrößen und Verformungen haben großen Einfluss auf Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit der Tunnelkonstruktion. In den entsprechenden Kapiteln wird daher das Verhalten der Längs- und Ringfugen detailliert untersucht und analysiert.

All diese notwendigen Vorbetrachtungen sollen schließlich in eine statische Berechnung für den Lastfall Brand nach EC 2 Teil 1-2 einfließen. Dabei soll untersucht werden, inwieweit eine realitätsnahe Tragwerksmodellierung für den Lastfall Brand unter Beachtung der nicht-linearen Effekte, der temperaturabhängigen Materialeigenschaften und Verformungen praxistauglich umgesetzt werden kann.

Kapitel 2

Relevanz der Thematik Brand im Tunnelbau

Nach verlustreichen Tunnelbrandkatastrophen, wie zum Beispiel im Jahr 1999 der Mont-Blanc Tunnelbrand mit 41 Todesopfern oder im selben Jahr der Tauern-Tunnel-Brand mit 12 Toten ist die Frage der Tunnelsicherheit verstärkt ins Visier der Öffentlichkeit geraten. Gestützt durch Ergebnisse aus Großbrandversuchen wie beim Eureka-Projekt EU-499 [EUR96] in Norwegen in den Jahren 1990 bis 1992 wurde die Verbesserung des Brandschutzes in unterirdischen Verkehrsbauwerken maßgeblich vorangetrieben.

Die Häufung der Brandereignisse infolge hoher Verkehrsbelastungen und die hohen Opferzahlen sorgten dafür, dass die Öffentlichkeit eine Erhöhung der Sicherheit in Tunnelbauwerken einforderte. Zum einen bestanden die ergriffenen Maßnahmen in einer Verbesserung des betrieblichen Brandschutzes, zum Beispiel durch Installation von Frühwarnsystemen, effektive Brandmelde- und Kommunikationssysteme aber auch Neuerungen an Lüftungssystemen. Andere Maßnahmen bestanden in der Verbesserung des Baustoffverhaltens. Dazu wurde viel Forschungsarbeit in die Baustoff-Entwicklung zu Erhöhung der Feuerwiderstandsfähigkeit gesteckt und neue Betone und Betonzusatzstoffe entwickelt. Auch auf Seite der Planung und Bemessung sind jüngst immer mehr Aspekte des Brandschutzes miteingeflossen.

Tunnelbauwerke gelten in der Regel als wichtige Infrastrukturobjekte, mit großer Bedeutung für die Mobilität der Gesellschaft. Dies gilt besonders in Bezug auf die großen Alpentunnel, aber auch für Tunnel des ÖPNV in Ballungszentren. Die Sicherheit der Tunnelbauwerke ist damit grundsätzlich auch eine Frage der Wirtschaftlichkeit, da Brandschäden meist umfangreiche und kostspielige Sanierungsarbeiten nach sich ziehen. Neben den direkten Sanierungskosten sind die Allgemeinkosten für die Gesellschaft durch Ausfall des Verkehrsweges mitunter erheblich. Seit der Zeit der 60-er und 70-er Jahre, in denen der Brandthematik kaum Gewicht bei Betrieb und Bau von Tunneln beigemessen wurde, ist viel getan worden. Wie reale Tunnelbrandereignisse gezeigt haben, ist der Brandschutz in Tunnelbauwerken jedoch von großer Wichtigkeit, da eine Reihe von ungünstigen Risikoparametern zusammen fallen.

2.1 Häufigkeit von Tunnelbränden

Über die statistische Häufigkeit von Tunnelbränden gibt es eine Reihe von Veröffentlichungen. Im Rahmen des EUSAS Workshops in Duisburg 2001 [Cov01] wurden von Covelli Zahlen über die Häufigkeit von Brandereignissen präsentiert. Für die drei Tunnel Gotthard, Montblanc und Elbtunnel wurden folgende Zahlen ermittelt:

Tunnel	Länge [km]	10^{-8} Brände/Kfz*km	10^{-8} Brände/LKW*km
Gotthard	17	4	6
Montblanc	11,6	5	13
Elbtunnel	3,3	8	12

Im Schlussbericht der STUVA (Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen) [STU00] zum Brandschutz in Verkehrstunneln wird die Häufigkeit von Eisenbahntunnelbränden durch Haack auf $0.5 * 10^{-9}$ Brände/Fz*km beziffert. Als Verhältnis der Brandhäufigkeiten zwischen Straßen- und Eisenbahntunnelbränden wird ein Wert von 1:25 und 1:20 angesetzt. Die STUVA setzt als Ergebnis ihrer Forschungsarbeiten somit allgemein geringere Häufigkeiten für den Eintritt von Brandereignissen an. Das Verhältnis der Häufigkeiten zwischen Bränden in Straßen- und Eisenbahntunneln jedoch ist durch Covelli und die STUVA ungefähr ähnlich beziffert worden. Eisenbahntunnel unterliegen somit einem größeren Gefährdungspotential.

Für einen 25 km langen Tunnel mit 300 Zugbewegungen je Tag würde sich nach Covelli eine Brandhäufigkeit von 0.06 Bränden pro Jahr ergeben, unter der Annahme einer Brandhäufigkeit für Eisenbahntunnel von $2.7 * 10^{-8}$ Bränden/Fz*km.

Die Ursachen von Tunnelbränden untersuchte die STUVA in ihrem Abschlussbericht "Brandschutz in Verkehrstunneln" [STU00] anhand von 45 U-, und S-Bahn Bränden, 11 Fernbahn- und 29 Straßentunnelbränden. Als Ergebnis kann formuliert werden, dass Defekte einen maßgeblichen Anteil an den Brandursachen haben:

- 40 % defektbedingte Brände bei U-, und S-Bahnen
- 82 % defektbedingte Brände bei Fernbahnen
- 62 % defektbedingte Brände bei Straßentunnel

Bei Straßentunnel waren als 62 % er Brände als Folge von Fahrzeugdefekten ausgelöst worden, 34 % der Ursachen ließen sich auf Auffahrunfälle zurückführen. Als Sachschäden infolge eines Brandereignisses wurden in 34 von 85 Fällen Betonabplatzungen beobachtet. In 42 Fällen kam es außerdem zu Schäden an der Tunneleinrichtung wie Kabel, Beleuchtung und Lüftung. Als betriebliche und organisatorische Probleme wurden folgende Mängel ausfindig gemacht:

- Probleme bei Organisation der Rettungs- und Löscharbeiten
- Probleme bei der Fahrabwicklung bei Schienentunnel (Fahrzuge wurden nicht rechtzeitig gestoppt)
- Lüftung erwies sich als zu schwach für die Ableitung der Brandgase im Brandfall

Die Analyse der Brandereignisse lieferte somit folgende Schwerpunkte bei der Bewertung und Verbesserung des Brandschutzes.

- Defekte und Auffahrunfälle als Schwerpunkte der Brandursachen
- Behinderung der Lösch- und Rettungsarbeiten durch schlechte Sicht und unzureichende Funkverbindung
- Betonabplatzungen und zerstörte Betriebseinrichtungen als Schwerpunkte der Sachschäden
- Organisation und operative Maßnahmen im Brandfall oftmals unzureichend organisiert

2.2 Gefährdungspotential

Der Abschlussbericht der STUVA zum Brandschutz in Verkehrstunneln [STU00] befasst sich mit dem Gefährdungspotential in Tunnelbauwerken verschiedener Nutzung, darunter Tunnel des Schienen-Personen-Nahverkehrs, Straßentunnel sowie Eisenbahntunnel. Sie alle weisen durch ihre Nutzung verschieden Gefährdungspotentiale und Einflussfaktoren auf. In den folgenden Abschnitten soll kurz auf die Gefährdungspotentiale eingegangen werden.

2.2.1 Schienen-Personen-Nahverkehrtunnel

Zu dieser Nutzungskategorie gehören sowohl Stadt- als auch U-Bahntunnel, sowie die von der Deutschen Bahn AG betriebenen S-Bahnen. Für sie alle gilt die Betriebsordnungen BOStrab [BOS87] und EBO. Vorteile dieser Tunnelbauwerke ist, dass über die Betriebsordnungen in Verbindung mit den Richtlinien über den Bau und Ausbau der Tunnelanlagen die Brandschutzanforderungen der Fahrzeuge mit den Anforderungen an Konstruktion und Betriebeinrichtungen abgestimmt werden können. So werden in der BOStrab konkrete Forderungen an die Brennbarkeit und Feuerwiderstandsfähigkeit der Fahrzeuge festgelegt. Im Text des Regelwerkes heißt es, dass “die Baustoffe und Bauteile im Fahrgastraum einen ausreichenden Widerstand gegen die Entstehung und Ausbreitung von Bränden bieten” müssen. Ein Übergreifen von Bränden durch Einrichtungen erhöhter Brandgefahr ist zu verhindern.

Hinzu wurde die Norm DIN 5510 “vorbeugender Brandschutz in Schienenfahrzeugen” eingeführt, die zu einer wesentlichen Verbesserung der brandschutztechnischen Eigenschaften der Fahrzeuge führte. So werden in Fahrzeugen neuerer Bauweise schwer entflammbare Kunststoffe eingesetzt. Des Weiteren soll durch widerstandfähige Verbundkonstruktionen das Überspringen eines Brandherdes auf weitere Waggons verhindert werden, wie es in der Vergangenheit durch Abschmelzen von Aluminium-Dach- und Türkonstruktionen beobachtet werden konnte. Feuersprünge können so bei heutigen Konstruktionen nahezu vermieden werden.

Auch die Brandgefährdung durch Fahrzeugeinrichtungen wie Heizungen oder Lüftungen wurde deutlich reduziert.

Aus Brandversuchen in Norwegen wurden Energiefreisetzungsraten der Fahrzeuge ermittelt. Dabei wurden Aluminium- und Stahlkonstruktionen untersucht. Frühere Bauweisen zeigten Freisetzungsraten von rund 35 MW unabhängig von ihrer Bauweise. Heutige Konstruktionen

weisen rund 20 bis 25 MW auf. Die Gefahr von Feuersprüngen oder Flash-Over wird durch den Einsatz des Werkstoffes Aluminium für Dach- oder Türkonstruktionen verschärft, da dessen Schmelzpunkt nur bei rund 600 Grad Celsius liegt. Heutige Bauweisen tragen dieser Erkenntnis Rechnung, daher kommen an solchen Stellen meist widerstandfähige Verbundwerkstoffe zum Einsatz.

Die BOStrab stellt auch Forderungen an die Tunnelkonstruktion und den Tunnelbetrieb. So ist die Standsicherheit tragender Bauteile bei einem Brandereignis zu gewährleisten. Rettungs- und Evakuierungsarbeiten sind durch Tunneleinrichtungen wie Sicherheitsbeleuchtung und Löschmittel zu unterstützen.

Die BOStrab-Tunnelbaurichtlinie stellt konkretisierend bestimmte Anforderungen an die:

- Fluchtweglänge
- Notausstiege
- Kommunikationseinrichtungen

Auch Forderungen an den Tunnelbetreiber zur Aufstellung von Rettungskonzepten sind in der BOStrab enthalten. All diese Entwicklungen haben dazu geführt, dass die Brandgefahr in Tunneln des Schienen-Personen-Nahverkehrs deutlich minimiert werden konnte.

2.2.2 Fernbahntunnel

Die Forderungen an die Sicherheitsstandards von Fernbahntunneln finden sich in den “Anforderungen des Brand- und Katastrophenschutzes an den Bau und Betrieb von Eisenbahntunneln” (EBA-Richtlinie) [EA-01] wieder. Allgemein ist ein hoher Sicherheitsstandard zu vermerken, der durch folgende Maßnahmen erreicht wird:

- Begegnungsausschluss von Reise- und Güterzügen
- Begrenzung der Fluchtweglänge auf 500 m
- Funktionserhalt der Systeme und Sicherheitsbeleuchtung
- Verfügbarkeit von BOS-Funk (Funkverkehr f. Rettungskräfte)
- Bereitstellung von Löschwasser und elektrischer Energie
- Vorhaltung von Rettungsplätzen und Zufahrtswegen
- Vorhaltung von Transporthilfen
- Aufstellung eines Rettungskonzeptes

Ein wichtiger Punkt, warum schwere Brandunglücke in Eisenbahntunneln in Deutschland bisher ausgeblieben ist, ist sicher das hohe Maß an präventiven Maßnahmen, wie sie in der EBA-Richtlinie beschrieben werden. So ist beispielsweise zu verhindern, dass ein brennender

Zug im Tunnel zum stehen kommt. Welche Folgen das haben kann, zeigte der Brand des Eurotunnels im Jahr 1996. Der Zugführer stoppte den Zug aufgrund einer technischen Störmeldung, ohne über den Ausbruch eines Feuers informiert worden zu sein. Es kam zu einem schweren Brandereignis als Folge dieses Fehlers der betrieblichen Organisation. Ein mögliches zu betrachtendes Unfallszenario stellt also ein entgleister Zug im Tunnel dar, der in Flammen aufgeht. Dieses Unfallszenario dürfte das größte Gefährdungspotential für Eisenbahntunnel darstellen.

Im Zusammenhang mit dem Mont-Blanc Brandunglück wird immer wieder diskutiert, welche Brandlast durch bituminöse Auskleidungen und Fahrbahnteile (feste Fahrbahn) in den Tunnel eingebracht wird. Dazu sind bis heute keine klaren Aussagen möglich.

Auch für die Fahrzeuge wurden in der EBA-Richtlinie Anforderungen an Notfall-Ausrüstung, Brandschutz und Löschmittelvorhaltung formuliert. Auch hier greift also eine umfassende Betrachtung von Bauwerk und Nutzung, wie schon bei den ÖPNV-Tunnelbauwerken vermerkt werden konnte.

2.2.3 Straßentunnel

Für Straßentunnel gilt in Deutschland die RABT-Richtlinie über "Ausstattung und den Betrieb von Straßentunneln"[RAB06]. In der RABT werden Aussagen über die Gefährdungspotentiale von Fahrzeugen und Gefahrguttransporten getroffen. Störfälle im Zusammenhang mit Gefahrgütern sind generell nicht auszuschließen. Sie bergen ein hohes Risiko für die Tunnelsicherheit. Inwieweit daraus aber Nutzungseinschränkungen für Gefahrguttransporte abgeleitet werden können, hängt vom Gefährdungspotential des Transports auf Ausweichstrecken ab. Sofern die Nutzung für bestimmte Transporte untersagt ist, ist dies für den Fahrzeugführer klar zu kennzeichnen. Die betrieblichen Einrichtungen wie Lüftungen sind auf einen Bemessungsbrand zu dimensionieren. Der PKW ist dabei von untergeordneter Bedeutung. Ein Treibstoff-Tanklastzug als Bemessungsfahrzeug kann hingegen zu einer Überdimensionierung führen.

Brandlast für die Dimensionierung der Lüftung wurden festgelegt auf:

Normalfall	Brandlast 20 MW, Rauchmenge 60 m^3/s
LKW-Anteil > 15 %	Brandlast 30 bis 50 MW, Rauchmenge 90 bis 150 m^3/s

Dabei wird bisher nur der Brand eines Fahrzeugs ohne Übersprung auf weitere Fahrzeuge betrachtet. Zwar kommt es relativ häufig zu Brandübersprüngen, allerdings sind die daraus resultierenden Brandkatastrophen nicht wirtschaftlich zu erfassen. Gefährdungspotentiale nach RABT die zu höheren Anforderungen in Bezug auf Tunnelausstattung und Betriebseinrichtungen führen, sind:

- hohe Verkehrsstärken
- große Tunnellänge
- Gegenverkehr
- täglicher Stau
- Unterwassertunnel

Der RABT sind die konkreten Einstufungen nach besagten Gefährdungspotentialen zu entnehmen. Auf eine detaillierte Ausarbeitung soll an dieser Stelle nicht eingegangen werden. Die RABT-Richtlinie stellt des Weiteren Anforderungen an die betriebliche und sicherheitstechnische Ausstattung in Form von:

- Brandmelde- und Löschanlagen in Fahrzeugen und im Tunnelbauwerk
- Belüftung
- Fluchtwege und Notausgänge
- Verkehrsleitsysteme und Kommunikationseinrichtungen

2.2.4 Zusammenstellung der Erkenntnisse

Die einschlägigen Richtlinien und Normen für den Bau und Betrieb von unterirdischen Tunnelanlagen wie BOStrab, EBA oder RABT haben auf die Gefährdung durch Brände in Tunnelbauwerken reagiert und eine Reihe von Anforderungen formuliert. Diese gelten in erster Linie der betrieblichen Ausstattung der Tunnelanlagen. So gilt es, auch im Brandfall die Kommunikation mit Rettungskräften und Tunnelnutzer sicher zu stellen, die Fluchtweglängen zu begrenzen und eine Beleuchtung zur Orientierung der Betroffenen im Katastrophenfall vorzuhalten. Da von starker Brandgasentwicklung auszugehen ist, müssen die Lüftungssysteme in ausreichender Art dimensioniert sein. Ein großes Gefährdungspotential stellt allerdings der Mensch selber dar. Brandkatastrophen haben gezeigt, dass im Notfall eine reibungslose Organisation viele Todesopfer und Verletzte verhindern kann. Daher wird von Tunnelbetreibern in der Regel die Erstellung eines Rettungskonzeptes bzw. Sicherheitskonzeptes gefordert. Hier kann man einen Vorteil für Schienetunnel ableiten, da der Tunnelbetreiber meist auch auf die Ausbildung und Einweisung des Fahrzeugführerpersonals einwirken kann. Beim Straßentunnel hingegen ist die Nutzerzahl größer und schwerer zugänglich. Dem Tunnelbetreiber bietet sich meist nur die Möglichkeit, über Verkehrsleitsysteme und Informationstafeln auf Verhalten im Katastrophenfall aufmerksam zu machen. Zusätzlich fällt es dem Betreiber sehr viel schwerer, auf etwaige Verbesserungen des Brandschutzes an den Fahrzeugen einzuwirken.

In Fernbahntunneln stellt das Szenario eines entgleisten Zuges im Tunnel mit Brandfolge wohl das größte Gefährdungspotential dar. Es ist in diesem Falle davon auszugehen, dass die Selbstrettung der Zuginsassen aus dem Tunnel stark erschwert ist. Schnell anlaufende Lösch- und Rettungsmaßnahmen sind daher von großer Wichtigkeit.

Bei Straßentunnel sind die eingetragenen Brandlasten und das daraus resultierende Gefährdungspotential genau zu analysieren. Gefahrstoffe können auch in Lebensmitteltransporten lauern, wodurch ein Nutzungsausschluss für Gefahrguttransporte wie Treibstofflaster das Risiko nicht entgültig beseitigen.

Da generell nur ein beschränktes Brandszenario meist unter der Annahme lediglich eines brennenden Fahrzeuges simuliert werden kann, besteht immer ein deutliches Restrisiko in Folge von Brandübergriffen auf weitere Bereiche des Tunnels, wovon bei schweren Unglücken auszugehen ist. Die Restrisiken sind zu erfassen, und deren Verträglichkeit mit geforderten Sicherheitsstandards zusammen mit den Baurechtsbehörden zu diskutieren.

Kapitel 3

Allgemeine Betrachtungen zum Sonderlastfall Brand

3.1 Anforderungen an die Brandschutzbemessung

Im vorigen Kapitel wurde die Häufigkeit von Tunnelbränden und das daraus resultierende Risikopotential untersucht. Dabei ging es in erster Linie darum, inwieweit dem Brand-Risiko in einschlägigen Normen und Richtlinien begegnet wird. Es war festzustellen, dass vor allem seit schweren Brandereignissen in Tunnelbauwerken in den 90-er Jahren auf dem Gebiet des präventiven, konstruktiven und anlagentechnischen Brandschutzes große Fortschritte erzielt wurden.

Die Forderung, dass die Risiken für Tunnelnutzer und Rettungskräfte aus Versagen der Konstruktion zu minimieren bzw. auszuschließen sind, findet sich ebenfalls in den Regelwerken wieder, so zum Beispiel in der BOStrab. Die eigentlichen Bemessungsverfahren sind hingegen nicht Teil der beschrieben Regelwerke.

Im Rahmen der Anpassung der deutschen Normen an das im Eurocode verankerte Sicherheitskonzept nach ENV 1991-1 (EC 1) wurde im Stahlbetonbau die Bemessung für die Grenzzustände der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit auf Basis von Teilsicherheitsbeiwerten und Lastkombinationsbeiwerten eingeführt.

Das dort beschriebene Sicherheitskonzept umfasst Regeln und Methoden, mit denen Bauwerke ausreichend sicher und wirtschaftlich bemessen, ausgeführt und genutzt werden können. Die Frage nach einer ausreichenden Sicherheit ist immer im gesellschaftlichen Kontext zu sehen. Einerseits besteht ein öffentliches Interesse an sicheren, langlebigen und zuverlässigen Konstruktionen, andererseits besteht auch die Forderung nach Wirtschaftlichkeit des Bauwerks und seiner Baukonstruktionen. Besonders kommen diese Gesichtspunkte bei großen und teueren, zumeist öffentlichen Infrastrukturprojekten wie Tunnelbauwerken zum Tragen. Einerseits wurde aufgezeigt, dass Brände und andere Unfälle ein großes Risiko in sich bergen, andererseits stellen die Bauwerke wichtige Grundpfeiler moderner Mobilität dar, und somit Grundpfeiler der Wirtschaft im Allgemeinen. Ihr wirtschaftlicher Bau und Betrieb ist daher mit allgemeinen Sicherheitsbedürfnissen zu vereinen.

3.1.1 Grundzüge des probabilistischen Sicherheitskonzeptes

Ein probabilistisches Sicherheitskonzept wie in EC 1 ausgeführt, formuliert eine ausreichende Sicherheit eines Bauwerks in der Art, dass ein Versagen innerhalb der geplanten Nutzungsdauer mit akzeptabel kleiner Wahrscheinlichkeit eintritt. Den Einwirkungen, die zum Versagen des Bauwerks führen können, stehen die Widerstände des Bauwerks gegenüber. Sowohl Einwirkungen als auch Widerstände beruhen auf Wahrscheinlichkeiten der Modellparameter.

Der Zustand eines Bauwerks kann formuliert werden, als

$$Z = R - S \tag{3.1}$$

Mit dem Sicherheitsabstand Z, der einen Widerstand beschreibende Zufallsvariable R und der eine Einwirkung beschreibende Zufallsvariable S. Ein Versagen tritt ein, sofern: $Z < 0$. Es ist also Aufgabe der Bemessung, die Unsicherheiten bei der Bemessung, Planung und Bau ausreichend zu erfassen.

Das früher gebräuchliche deterministische Sicherheitskonzept arbeitete mit einem globalen Sicherheitsbeiwert η, der die Summe der Unsicherheiten global zu einem einzigen Abminderungsfaktor des Widerstandes zusammenfasste. Der Vorteil besteht in einer einfachen Anwendung, der Nachteil ist allerdings, dass die wahren Verhältnisse unzureichend erfasst werden. Bei den Widerständen und Einwirkungen handelt es sich nicht um determinierbare Größen, sondern vielmehr sind sie als stochastische Größen zu verstehen. Das probabilistische Sicherheitskonzept geht daher den Weg, die Wahrscheinlichkeitsverteilung der Einwirkungen mit denen der Widerstände zu vergleichen.

Die Widerstände und Einwirkungen sind somit statistische Wahrscheinlichkeitsverteilungen, und damit in ihrem Wert weder nach oben noch nach unten beschränkt. Theoretisch gibt es mit sehr kleiner Wahrscheinlichkeit eine Festigkeit die nahe bei Null liegt. Praktisch kann man durchaus obere und untere Schranken ausmachen. Dieser Betrachtungsweise folgend, gibt es einen Überschreitungsbereich in dem gilt $R < S$, den man Versagenswahrscheinlichkeit p_f bezeichnet. Er lässt sich als Überschneidungsfläche beider Kurven verdeutlichen, wie in Abbildung 3.1 zu sehen ist.

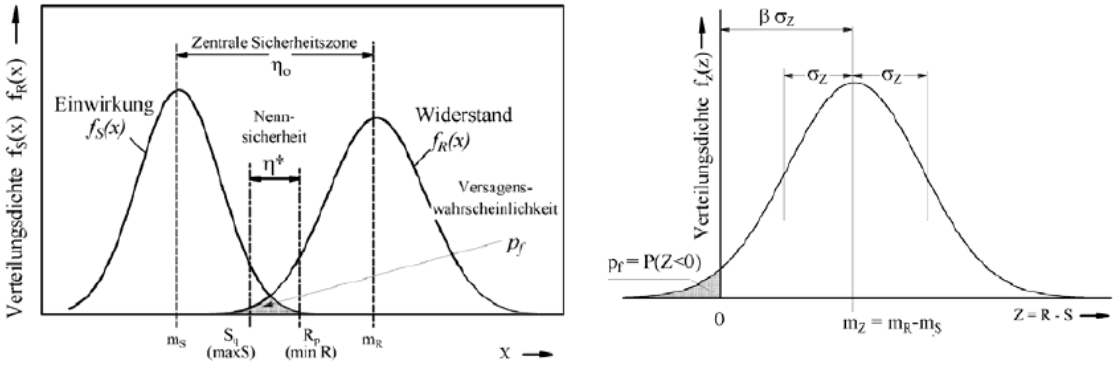


Abbildung 3.1: Sicherheitskonzept und Versagenswahrscheinlichkeit, Auszug aus [Ayd03]

Die Versagenswahrscheinlichkeit p_f lässt sich ausdrücken als Überschneidungsfläche:

$$\int_{-\infty}^{\infty} \int_{R_1}^{\infty} f_s(s) f_r(r)\, ds\, dr \tag{3.2}$$

Der Sicherheitsindex β beschreibt, um wie viel die Basisvariable von der Standardabweichung abweichen darf, bis ein Versagen eintritt:

$$\beta = \frac{Z_m}{\sigma_z} = \frac{R_m - S_m}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \tag{3.3}$$

Der Vorteil dieses Verfahren besteht darin, dass je nach den zu erwartenden Auswirkungen für das Tragwerk der Sicherheitsindex β und damit die Versagenswahrscheinlichkeit p_f anders definiert werden kann. So wird zwischen den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit unterschieden. Erstere führen zu einem Versagen des Tragwerks und Teilen davon, letztere schränken die Nutzung unzulässig ein. Zulässigerweise kann argumentiert werden, dass für die Grenzzustände der Tragfähigkeit eine geringere Versagenswahrscheinlichkeit gefordert wird, und somit β höher angesetzt werden muss.

Auf Grundlage dieses Sicherheitskonzeptes stellt sich die Bemessung als Nachweis dar, dass die Einwirkungen auf Bemessungsniveau E_d kleiner als die Widerstände R_d sind:

$$E_d \leq R_d \tag{3.4}$$

Einwirkungen und Widerständen werden dazu um die Sicherheitsbeiwerte erhöht beziehungsweise reduziert, sofern für die Sicherheit ungünstig wirkend. Es gilt:

$$E_d = E_k * \gamma_f$$

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_r}$$

Die Einwirkungen und zum Teil auch die Widerstände stellen sich als Summe verschiedener Einflussfaktoren dar, die über Kombinationsbeiwerte ψ kombiniert werden.

Das Sicherheitskonzept ist in der Lage, die Unsicherheiten im System besser zu erfassen, als es bei einem Ansatz globaler Sicherheitsbeiwerte möglich wäre. Dieser Vorteil geht allerdings zu Lasten der Anwendung, da die Kombinationsmöglichkeiten bei einer Reihe von Einwirkungen schnell ansteigen und so eine Handrechnung erschwert wird.

3.1.2 Übertragung auf den Sonderlastfall Brand

Auch für den Lastfall Brand wäre eine Bemessung nach dem in EC 1 beschriebenen Sicherheitskonzept wünschenswert, um eine Aussage über die zu erwartenden Versagenswahrscheinlichkeit zu erhalten und die Durchgängigkeit der statischen Nachweise zu gewährleisten. Die Bemessung auf Basis von stochastisch ermittelten Einwirkungen und Widerständen gestaltet sich für den Lastfall Brand schwierig. Allein auf Seite der Einwirkungen ergibt sich eine Reihe von möglichen Szenarien, die zum Versagen des Bauwerks führen können. Im vorigen Kapitel wurde ja bereits

darauf hingewiesen, dass zumeist der Ansatz eines einzelnen Brandherdes verfolgt wird, wohl wissend, dass dies bei großen Brandereignissen nicht der Realität entspricht.

Das Materialverhalten auf der Widerstandsseite unterliegt durch die Temperatureinwirkungen einer zum Teil starken Änderung. Die Festigkeiten gehen im Allgemeinen durch hohe Temperaturen zurück. Einige Baustoffe wie Stahl ändernd sich in ihrem molekularen Gefüge und zeigen deutlich andere Materialeigenschaften. Zum Teil sind die Vorgänge irreversibel. Bei Beton kann es zu Abplatzungen kommen, die die Querschnittsabmessungen zum Teil deutlich verändern. Allein auf der Materialseite liegen also große Unsicherheiten vor, die mitunter mit den Einwirkungen interagieren. So kann das Versagen einzelner Bauteile den Luftzutritt zum Brandherd erhöhen, wodurch ein Brandübergriff und eine Brandausbreitung hervorgerufen werden kann.

Eine getrennte Ermittlung der stochastischen Eigenschaften auf Einwirkungs- und Widerstandseite ist dadurch nur erschwert möglich. Eine Bemessung auf Grundlage des probabilistischen Sicherheitskonzepts für den Lastfall Brand muss folgende Leistungen erbringen:

- Ermittlung der Brand-Einwirkungen unter Beachtung der Interaktionen mit Bauwerksgeometrie, Baustoffeigenschaften und Bauteilwiderständen
- Formulierung der temperaturabhängigen Widerstände
- Erfassung der indirekten Einwirkungen auf das Tragwerk durch die Brandbeanspruchung (Zwangsschnittgrößen)

3.1.3 Regelwerke für die Bemessung des Sonderlastfalls Brand

In Deutschland richtet sich die Tagwerksbemessung für den Lastfall Brand nach DIN V ENV 1992-1-2 (Eurocode 2 Teil 1-2) [EC297] bzw. [EC206]. Dieses Regelwerk baut auf dem in EC 1 beschriebenen probabilistischen Sicherheitskonzept auf.

Hier werden allgemeine Bemessungsgrundsätze und Rechenverfahren beschrieben. Zum einen finden sich darin Methoden wieder, die die indirekten Einwirkungen auf das Tragwerk (Zwangsschnittgrößen) erfassbar machen. Zum anderen liefert das besagte Regelwerk eine quantitative Erfassung der mechanischen und thermischen Materialeigenschaften als Funktion der Bauteiltemperatur.

Damit können sowohl die Widerstände erfasst werden, als auch Aussagen über die Feuerwiderstandfähigkeit getroffen werden. In Deutschland gilt im Zusammenhang mit der Feuerwiderstandsfähigkeit allerdings noch die Norm DIN 4102 mit einer entsprechenden Anpassungsrichtlinie an das neue Sicherheitskonzept.

Die Erfassung der tatsächlichen Brandeinwirkung in Form von Temperatur-Zeit-Kurven oder Brandlasten ist aufgrund der Vielzahl der Einflussparameter indes nutzungsspezifisch durchzuführen, und nicht Teil der besagten Norm. Die Norm gilt für Hoch- und Tiefbau gleichermaßen. So gelten für den Tunnelbau je nach Nutzung die Angaben in den einschlägigen Regelwerken über Bau und Betrieb der Bauwerke. Als wichtigste sind dies: ZTV-ING, RABT, EBA und BOStrab. Eine Übersicht über die Brand-Einwirkungen auf Tunnelbauwerke ist in Kapitel 5.2 aufgeführt.

Kapitel 4

Stand der Technik

Tunnelbauwerke fallen unter die Kategorie der Ingenieurbauwerke nach DIN 1076. Damit gelten die zusätzlichen technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauwerke (in Folgenden ZTV-ING genannt) [ZVT03]. Sie gelten für den Bau und Erhalt der Ingenieurbauwerke. Sie sollen gewährleisten, dass Teil C der Vergabe- und Vertragsordnung, der die allgemeinen technischen Vertragsbedingungen regelt, Teil des Bauvertrags wird. Die in 10 Teile gegliederte ZTV-ING befasst sich in den 10 Abschnitten mit einer ganzen Reihe unterschiedlicher Ingenieurbauwerke. Lediglich Wasserbauwerke fallen nicht in den Anwendungsbereich des Regelwerks. Für Tunnelbauwerke gilt Teil 5 der ZTV-ING. Unterschieden wird dabei in geschlossene Bauweise, offene Bauweise, sowie maschinell aufgefahrene Tunnelbauwerke mit Tübbing-Auskleidung. Der Abschnitt 3 für maschinelle Tunnelvortriebsverfahren ist allerdings noch in Bearbeitung. Die ZTV-ING soll die bisherigen Einzelwerke wie ZTV-Tunnel ersetzen.

Die ZTV-ING regelt unter anderem, welche Anforderungen an den baulichen und betrieblichen Brandschutz an Tunnelbauwerke zu stellen sind. Da die Regelungen für maschinell aufgefahrene Tunnelbauwerke noch in Bearbeitung sind, soll hier auf Teil 5 Abschnitt 1 zurückgegriffen werden, der sich auf geschlossene Bauverfahren bezieht. Dies kommt dem maschinellen Vortrieb vom Wesen nach näher, als dies bei offenen Bauweisen der Fall wäre. Kapitel 10 befasst sich mit dem baulichen Brandschutz. Hierbei werden folgende Schutzziele für Tunnelbauwerke im Brandfall definiert:

Die Konstruktion ist so auszuführen, dass:

- keine Schäden auftreten, die die Standsicherheit des Tunnels gefährden.
- keine bleibenden Verformungen der Konstruktion entstehen, die die Gebrauchstauglichkeit des Tunnels einschränken
- die Dichtigkeit weitgehend gewährleistet bleibt

Mit diesen Schutzzielen soll die Standsicherheit im Brandfall gewährleistet sein, was für laufende Rettungs- und Bergungsarbeiten ausgesprochen wichtig ist. Im Gegensatz zu Hochbauten, für die die Standsicherheit entsprechend der brandtechnischen Klassifizierung von F30 bis F120 über einen gewissen Zeitabschnitt sicher zu stellen ist, soll der Tunnel auch darüber hinaus standsicher und gebrauchstauglich bleiben, bzw. mit vertretbarem Sanierungsaufwand seine

Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit wieder erlangen. Dabei werden auch Verformungen und Dichtigkeiten mit in Betracht gezogen. Diese Schutzziele sind nachvollziehbar, wenn man bedenkt, dass Tunnelbauwerke hohe Investitionssummen binden. Brandereignisse sollten also nicht unmittelbar Funktion und Nutzung des Tunnels auf Dauer ausschalten, zumal wenn man aufgrund statistischer Erhebungen von einer Brandgefahr innerhalb der Nutzungsdauer ausgehen muss.

Kapitel 10.2 der ZTV-ING setzt als thermische Einwirkungen eine Temperatur-Zeit-Kurve fest, die im Folgenden RABT-Kurve genannt wird, da sie auch in der Richtlinie über den Bau und Betrieb von Straßentunneln (RABT) verankert ist. Es handelt sich hierbei um eine Temperatur-Zeit-Kurve, die nur für Straßentunnel anzusetzen ist.

Die Sicherstellung der obigen Schutzziele soll durch konstruktive Anforderungen erreicht werden. Alternativ können rechnerische Nachweisverfahren zum Einsatz kommen. Die konstruktiven Anforderungen an die Tragkonstruktion von Tunnelbauwerken in geschlossener Bauweise, die hier auch für einschalige Tübbingkonstruktionen angesetzt werden sollen, sind in Kapitel 10.3.2 (ZTV-ING) geregelt. Das folgende Kapitel gibt einen kurzen Überblick über die dort gestellten Anforderungen.

4.1 konstruktiver Brandschutz nach ZTV-ING

Die Einhaltung folgender konstruktiver Anforderungen an das Tunnelbauwerk kann als Ersatz zu rechnerischen Nachweisen für den Lastfall Brand herangezogen werden.

1. Durch konstruktive Maßnahmen ist sicher zu stellen, dass eine Erwärmung der tragenden Bewehrung über 300^o Celsius verhindert wird. Durch eine ausreichende Betondeckung kann eine unzulässig hohe Erwärmung der Bewehrung verhindert werden. Alternativ können Brandschutzbekleidungen eingesetzt werden.

2. Für Tunnelinnenschalen von Gewölbequerschnitten gelten besondere konstruktive Anforderungen, sofern keine zusätzlichen Brandschutzmaßnahmen ergriffen werden. Demnach sind Dicken der Innenschale unter 30 cm unzulässig. Die Mindestbetondeckung beträgt 6 cm.

3. Die Mindestbetondeckung von 6 cm gilt auch für Zwischendecken. Zusätzlich soll eine verzinkte Mattenbewehrung (N94) zum Schutz vor Betonabplatzungen mit einer Betondeckung von 2 cm eingebaut werden, die so an die tragende Hauptbewehrung zu befestigen ist, dass keine Kontakt-Korrosion auftritt.

4. Fugeneinlagen von Wand- und Raumfugen sind aus Materialen der Baustoffklasse A nach DIN 4102 (nicht brennbar) auszubilden.

In allen anderen Fällen, in denen die obigen Anforderungen an die Konstruktion nicht eingehalten werden können oder sollen, sind rechnerische Nachweise zu führen. Im Falle einer Unterschreitung der erforderlichen Betondeckung von 6 cm, kann durch Wahl von entsprechenden Brandschutzauskleidungen der Forderung genügt werden, dass die tragende Bewehrung vor Temperaturen größer 300^o Celsius zu schützen ist.

4.1.1 bauliche Brandschutzsysteme

Im Tunnelbau kommen folgende bauliche Brandschutzsysteme zum Einsatz:

- Plattenbekleidungen
- Stahllochbleche mit Brandschutzbildnern
- Putzbekleidungen
- Opferschichten

Entsprechend der hohen Brandtemperaturen sind Brandschutzsysteme im Tunnelbau stark beansprucht. Dies stellt besondere Anforderungen an die chemischen und physikalischen Eigenschaften der Systeme. Neben der hohen Temperaturbelastung kommen aber auch die Belastungen im Betriebsalltag hinzu. Infolge des Fahrtwinds wirken starke dynamische Kräfte auf die Aufhängekonstruktion. Des Weiteren sind sie aggressiven Medien wie Abgase, Tausalz und Spritzwasser ausgesetzt.

Brandschutzplatten

Brandschutzplatten werden zumeist aus zementgebundenen Glasfaserleichtbetonen oder auf Basis von Calciumsilikaten hergestellt.

Promatect-H Brandschutzplatten der Firma Promat seien an dieser Stelle als Produktbeispiel für zementgebundene Platten auf Calciumsilikatbasis genannt. Sie bestehen vorwiegend aus Zement, Silikat und einigen anderen Zusatzstoffen. Die Wärmeleitfähigkeit der Platten liegt bei rund 0.175 $[W/mK]$ und damit gerade bei 8 Prozent dessen von Beton. Gegen Hitzeintrag setzen die Platten also einen großen Widerstand entgegen. Sie können entweder als verlorene Schalung vor dem Betonieren eingebaut werden, oder aber auch nachträglich montiert werden. In jedem Falle ist dem Befestigungssystem besondere Beachtung zu schenken.

Ein Beispiel für Glasfaserleichtbeton-Platten stellt das Produkt Aestuver der Xella International GmbH dar. Auch diese Platten können entweder nachträglich montiert werden, oder in Form einer verlorenen Schalung eingesetzt werden. Die Hauptbestandteile des Werkstoffes sind Zement als Bindemittel, Glasschaumgranulat als Zuschlagsstoff und eine Glasfaserbewehrung.

Bei beiden Brandschutzsystemen stellen die Befestigungsmittel und die Fugenausbildung besondere Detailprobleme dar, die zu untersuchen sind. Natürlich kann das System nur wirksam werden, sofern auch die Befestigungsmittel im Brandfall funktionieren, ansonsten steht unter Umständen die nackte Konstruktion im direkten Wirkungsbereich der Flammen.

Stahllochblechplatten

Die in diesem Abschnitt behandelten Brandschutzsysteme bestehen aus Stahllochblech-Trägerplatten die beidseitig mit brandschutzbildenden Stoffen versehen sind. Die Blechträger selber sind nur rund 2mm dick und werden in einem Abstand von 3 cm zur Innenschale montiert. Der korrekte Abstand ist insofern wichtig, als dass im Brandfall eine 2 cm starke Schutzschicht aufgeschäumt wird, die die tragende Konstruktion vor der Temperatureinwirkung schützen soll.

Brandversuche an der Materialforschungs- und Prüfanstalt Leipzig haben gezeigt, dass diese Platten den Wärmeeintrag verlangsamen und abmindern, aber im Vergleich zu Brandschutzplatten weit weniger thermisch wirksam sind. Bei langen Brandeinwirkungen wie zum Beispiel bei der Temperatur-Zeit-Kurve nach ZTV-ING angesetzt wird, ist damit zu rechnen, dass die kritische Betontemperatur von 300^0 Celsius nach rund 40 Minuten überschritten wird. Damit kann den konstruktiven Forderungen zunächst nicht genügt werden. Ein wirtschaftlicher Einsatz der Platten ist dann gegeben, wenn die Anwendung im Zusammenhang mit weiteren statischen Berechnungen erfolgt. Die Lochblechplatten reduzieren darüber hinaus die Gefahr von Abplatzungen deutlich.

Putzbekleidungen

Putze können als Brandschutzsysteme sowohl in Form von Spitzputzen direkt auf die Unterkonstruktion aufgebracht werden, oder über Trägerplatten montiert werden. Im Tunnelbau kommen Vermiculite-, Perliteputze, oder Putze auf Mineralfaserbasis zum Einsatz. Beim Einbau auf Stahlbeton-Tübbing-Konstruktionen werden die Längs- und Ringfugen häufig direkt überspritzt. Die Wirksamkeit des Systems hängt maßgeblich von der Haftung des Putzes am Untergrund ab. Des Weiteren muss der Putz eine ausreichende Elastizität aufweisen, um Bewegungen und Rissbildungen in der Konstruktion auszugleichen. Sofern Dehnfugen notwendig werden, sind in jedem Fall Putzträger einzusetzen. Tunneleinbauten und Sonderbereiche stellen kritische Stellen dar, die oft aufwendige Sonderkonstruktionen erforderlich machen. Durch einen Putz kann thermisch gesehen eine ungefähr doppelt so starke Betonschicht ersetzt werden. Übliche Dicken der Putzschicht liegen bei rund 3 cm womit einer Betondeckung von 6 cm nach ZTV-ING Genüge getan wäre.

Opferschichten

Alternativ zu Putzschichten, Brandschutzplatten oder Lochblechplatten können auch sogenannte Opferschichten aufgebracht werden, die dem Eindringen der Wärmeenergie ihren thermischen Widerstand abhängig von den Materialdicken entgegensetzen. Als Materialien kommen meist zementöse Baustoffe oder Betone zum Einsatz.

Vergleich der baulichen Brandschutzsysteme

Brandversuche, wie sie am Institut für Brandschutz und Massivbau der TU Braunschweig durchgeführt wurden zeigten, dass Brandschutzplatten zum Schutz der Betonkonstruktion vor zu großen Temperatureinwirkungen geeignet sind. Die Temperatureinwirkungen wurden dabei entsprechend der Temperatur-Zeit-Kurve aus der ZTV-ING/RABT angesetzt. Es zeigte sich, dass durch eine ausreichende Dicke der Brandschutzplatten jede beliebige Grenztemperatur der Betonoberfläche und auf Höhe der Bewehrungslage eingehalten werden kann. Der Forderung der ZTV-ING nach einer Grenztemperatur von 300^o C für die tragende Bewehrung kann damit genügt werden. Auch kann durch das Brandschutzsystem die Wärmeeindringgeschwindigkeit soweit verlangsamt werden, dass Betonabplatzungen praktisch ausgeschlossen werden können. Auf diesen Zusammenhang wird im nächsten Kapitel eingegangen. Für die Funktionstüchtigkeit

dieses Brandschutzsystems ist es von essentieller Bedeutung, dass die Funktionalität der Befestigungsmittel der Platten an der Betonkonstruktion auch im Brandfall gewährleistet ist. Die Befestigungsmittel sind also als Teil des Brandschutzsystems zu sehen. Es sind daher besondere Anforderungen an die Befestigungssysteme zu stellen.

Putze als Brandschutzsystem wie Vermiculite-, Perlite- oder Mineralfaserspritzputze haben in Brandversuchen ebenfalls ihre Funktionstüchtigkeit bewiesen. Auch hier gilt der obige Grundsatz, dass die Funktionstüchtigkeit stark von der Wirkung des Verbunds mit der Konstruktion abhängt, da das beste Brandschutzsystem keine Wirkung hat, sofern es sich im Brandfall von der Konstruktion ablöst und diese ungeschützt hinterlässt. Bei Spritzputzen ist daher die Haftwirkung von entscheidender Bedeutung. Bei richtiger Ausführung ist die Haftfestigkeit des Spritzputzes in Brandversuchen nachgewiesen worden. Für die Bauausführung lässt sich daraus die Wichtigkeit der Bauüberwachung ableiten. Die Betonoberfläche der Konstruktion ist bei Aufbringen des Putzes von Rückständen der Schalöle oder Nachbehandlungsmittel zu befreien. Da es sich bei Tübbingkonstruktionen um Fertigteile handelt, entfällt diese Forderung. Eventuell sind die Oberflächen allerdings mechanisch von sonstigen Verunreinigungen zu befreien, wie sie während des Baufortschritts eingetragen werden (Mörtel, Öle und Fette, Reinigungsmittel etc.). Im Bereich überputzter Fugen der Konstruktion sind unter Umständen Putzträger einzusetzen, deren Befestigung auf der Unterkonstruktion dieselben Anforderungen zu erfüllen hat, wie dies auch in den sonstigen Bereichen der Fall ist. Jegliche Einbauelemente wie Beschilderungsanlagen machen aufwendige Sonderkonstruktionen nötig und sind entsprechend zu dimensionieren.

Sowohl Putze als auch Brandschutzplatten können also einen ausreichenden Schutz der Konstruktion sicherstellen, sofern ausreichend dimensioniert und richtig eingebaut. Jede gewünschte Grenztemperatur kann eingehalten werden. Ein großer Nachteil der Systeme besteht allerdings darin, dass sie die Unterkonstruktion blickdicht überdecken. Die notwendigen Bauwerksüberwachungen für Ingenieurbauwerke im Rhythmus von 3 Jahren (“einfache Prüfung”) bzw. 6 Jahren (“ausführliche Prüfung”) werden durch die Brandschutzsysteme erschwert, da der Blick auf die Tragkonstruktion verwehrt ist. Bei Brandschutzplatten kann das System unter erheblichen Aufwand abmontiert werden, bzw. an einzelnen Stellen entfernt werden. Bei Putzsystemen ist dies nicht möglich. Eine flächige Prüfung der Rissweiten und Rissentwicklung wird dadurch erschwert. Auch Undichtigkeiten sind visuell nicht ausfindig zu machen. Aufgrund dieser Probleme wurden Lochblechplatten entwickelt, die im Gebrauchszustand einen Blick auf die Unterkonstruktion freigeben. Des Weiteren kommt ausreichend Luft an die Konstruktion, was im Falle eintretender Feuchtigkeit von Vorteil ist. Im Brandfall zeigen die Lochblechplatten allerdings nur einen eingeschränkten Isolationsschutz der Konstruktion. Durch diese Systeme allein kann den Forderungen der ZTV-ING nicht genügt werden. Brandversuche haben bestätigt, dass bei langen Einwirkungsdauern und mittlerer Betondeckung ein Überschreiten der kritischen Temperatur von 300^o C auf Höhe der tragenden Bewehrung nicht verhindert werden kann. Trotzdem können diese Systeme im Zusammenhang mit weiteren Maßnahmen oder statischen Berechnungen der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit sehr sinnvoll sein.

Es zeigt sich allerdings schon, welchen großen Aufwand zusätzliche Brandschutzsysteme darstellen, sowohl im Bauzustand durch zusätzliche Montageschritte als auch im Gebrauchszustand bei Überwachungen und Sanierungen. Sowohl Putze als auch Brandschutzplatten haben

eine Standzeit von 25 bis 35 Jahren und sind anschließend zu sanieren bzw. zu ersetzen.

4.1.2 Betontechnologische Maßnahmen

Die Ausführungen des vorigen Kapitels zu den am Markt befindlichen Brandschutzsystemen haben gezeigt, dass alle Systeme einen erheblichen Mehraufwand im Bau- und Betriebszustand zur Folge haben. Der Wunsch, den Brandschutz allein durch die Konstruktion selbst zu erreichen, ist aus dieser Sicht durchaus verständlich. Auch wenn man bedenkt, dass die vorgestellten Systeme das Lichtraumprofil des Tunnels einschränken und dadurch ein erhöhtes Ausbruchvolumen notwendig wird, welches bis zu 2 % betragen kann.

Daher sollen an dieser Stelle die Möglichkeiten aufgezeigt werden, die die Konstruktion selbst ohne weitere Brandschutzsysteme gegen Brandeinwirkung zu ertüchtigen. Zunächst einmal gilt ganz allgemein, dass die Konstruktion so beschaffen sein muss, dass explosionsartige Betonabplatzungen infolge der Brandeinwirkung auf ein Mindestmaß reduziert werden. Diese Forderung ergibt sich einerseits aus der ZTV-ING selbst, da die hier genannten konstruktiven Forderungen in Bezug auf Betondeckung und Temperatur der Bewehrung davon ausgehen, dass die Querschnittsabmessungen auch im Brandfall erhalten bleiben. Sofern explosive Abplatzungen Teile es Querschnitts zerstören, wäre dies nicht mehr gewährleistet. Wird die Betondeckung infolge Abplatzungen völlig abgetragen, kann ein Schutz der Bewehrung vor Temperatureinwirkung nicht mehr gewährleistet werden. Des Weiteren kommt die Forderung Abplatzungen zu verhindern auch von Seiten der Rettungskräfte. Herumfliegende Abplatzungen können das Leben der am Unfallort befindlichen Personen und Rettungskräfte akut gefährden. Zusätzlich würden die Geräusche ein Einstürzen der Konstruktion suggerieren und Panik auslösen. Aus diesem Grund sind Abplatzungen zu verhindern.

Systematik der Betonabplatzungen

Es kann zwischen folgenden Arten von Abplatzungen unterschieden werden:

- Zuschlagstoff-Abplatzungen
- Abfallen von Betonschichten
- Soft-Spalling bei Spritzbeton
- Explosionsartige Abplatzungen

Zuschlagstoff-Abplatzungen werden durch Zerstörung der Zuschlagstoffe selbst hervorgerufen. Grund dafür sind chemische oder physikalische Vorgänge wie Volumenveränderungen oder Freisetzen gebundenen Wassers im molekularen Gefüge. In jedem Falle findet durch derartige Vorgänge eine Gefügezerstörung des Betons statt, die die Konstruktion nachhaltig schädigen kann. Meist müssen die betroffenen Schichten nach dem Brand abgetragen werden (sofern nicht schon selbstständig abgefallen). Die Schäden konzentrieren sich allerdings auf oberflächennahe Schichten, und sind somit für die globale Standsicherheit von nachrangiger Bedeutung.

Abfallen von Betonschichten beruhen hingegen auf ausgeprägten Eigenspannungen, Verformungsdifferenzen im Querschnitt oder globalen Verformungen des Tunnels und treten meist erst in späten Brandstadien auf. Wie in folgenden Kapiteln noch dargestellt wird, ist mit großen Verformungen der Konstruktion zu rechnen, die zu Abplatzungen an der Oberfläche führen können, so zum Beispiel an Fugenkanten. Zusätzlich ist mit einem markanten Temperaturgradienten über die Querschnittshöhe der direkt beflammten Konstruktionen zu rechnen. Dadurch können Eigenspannungen im Querschnitt entstehen, die die Betonzugfestigkeit oder Scherfestigkeit überschreiten. Unterstützt wird dieser Vorgang durch chemische Veränderungen des Gefüges, welche die Festigkeit herabsetzen. Zusätzlich gilt die Dehnungsgleichheit zwischen Beton und Betonstahl im Hochtemperaturbereich nicht mehr, was weitere Eigenspannungen in der Konstruktion zur Folge hat.

Soft-Spalling bei Spritzbeton beruht zum großen Teil auf Unregelmäßigkeiten im Beton infolge Unregelmäßigkeiten beim Spitzverlauf. Der Mechanismus wird durch Diffusions- und Kondensationsvorgänge des Wasserdampfes in Gang gesetzt. Da Spritzbetoninnenschalen bei Tübbingkonstruktionen keine Rolle spielen, soll an dieser Stelle nicht weiter auf den Effekt eingegangen werden. Spritzbeton spielt bei Tübbingkonstruktionen meist nur bei Instandsetzungsmaßnahmen eine Rolle.

Das größte Gefährdungspotential geht sicherlich von **explosionsartigen Abplatzungen** aus, weshalb der Effekt im Folgenden etwas näher analysiert werden soll.

Die Betonfeuchtigkeit kann als Hauptursache für explosionsartige Abplatzungen angeführt werden. Welcher Art und Umfang die Abplatzungen sind hängt von einer Vielzahl von Faktoren ab, von denen einige hier genannt werden sollen:

- Aufheizgeschwindigkeit
- Betontemperatur
- Feuchtgehalt Beton
- Betoneigenschaften / Betonfestigkeit
- Betongefüge und Betonporen
- Zuschlagstoffe
- Beton-Zusatzstoffe
- Lasten und Spannungen

Die Brandeinwirkung führt in Verbindung mit der Betonfeuchtigkeit zu einer Reihe von thermomechanischen und thermohydraulischen Prozessen, die letztlich die Abplatzungen verursachen.

Infolge der Brandeinwirkung kommt es zu Druckspannungen parallel zur Oberfläche in der Konstruktion, da sich der Querschnitt ausdehnen und verkrümmen will, dies aber in der Regel behindert wird, bzw. sich erst zeitlich verzögert einstellen kann. Gleichermaßen zu den Druckspannungen muss es senkrecht dazu Zugspannungen geben, die nach Überscheiten der Betonzugfestigkeit zu Rissen führen. Eine hohe Betonfeuchte verstärkt den Effekt durch die hohe spezifische

Wärmekapazität von Wasser. Diese Risse allein führen allerdings noch nicht zu den Abplatzungen. Zusätzlich spielt auch die Dehnungsverträglichkeit zwischen Zuschlag und Zementstein eine große Rolle. Während sich die Zuschlagsstoffe ausdehnen ($\alpha_T = 5 * 10^{-6} - 12 * 10^{-6}$), wie fast alle festen Körper infolge Erwärmung, schrumpft der Zementstein ab etwa 300 Grad Celsius infolge Trocknung und Dehydratation. Neben den beiden aufgeführten Effekten kommt es auch zur chemischen Umwandlung der Zuschlagsstoffe bei hoher Temperatur, wie beispielsweise beim Quarz, der häufig mit Volumenzunahme verbunden ist. All dies begünstigt die explosive Abplatzung, ist allerdings nicht deren Auslöser.

Die Ursache ist vorwiegend in den thermohydraulischen Prozessen zu suchen. Infolge der Brandeinwirkung und dem Hitzeeintrag in die Konstruktion verdampft das Wasser im Beton. Zunächst verdampft nur das physikalisch gebundene Wasser, anschließend auch das chemisch gebundene Wasser und das Wasser in den Zuschlagsstoffen. Der sich bildende Wasserdampf kann einerseits direkt über die Oberfläche aus der Konstruktion diffundieren. Teile des Wasserdampfs diffundieren allerdings auch in den Querschnitt hinein und kondensieren schließlich an Stellen geringerer Temperatur. Dort kommt es zu einer Sättigung der Poren, damit ist eine weitere Durchströmung in den Querschnitt hinein behindert. Der Dampf kann lediglich durch die heißen Schichten an die Oberfläche diffundieren. Wasserdampfbildung ist mit Volumenzunahme verbunden. Es kommt damit zur Ausbildung von Wasserdampfdruck auf das Betongefüge in Strömungsrichtung, also senkrecht zur Oberfläche. Unterstützt durch die Zugspannungen infolge Verformung kann die Betonzugfestigkeit schlagartig überschritten werden, und es kommt zu explosionsartigen Abplatzungen.

Die Vorgänge laufen ähnlich einer Kettenreaktion ab, da nun weiter innen liegende Bereiche direkter Beflammung ausgesetzt sind. Je dichter der Beton ist (was im Tunnelbau allgemein angestrebt wird), desto anfälliger wird der Beton für Abplatzungen, da sich dem Wasserdampf kaum Raum zur Volumenvergrößerung bietet. Hochfeste Betone sind daher besonders gefährdet.

Konstruktive Maßnahmen gegen Abplatzungen

Wie gezeigt wurde, ist die Systematik der Abplatzungen von einer Reihe von Faktoren abhängig. Grundsätzliche Aussagen zur Abplatzresistenz sind daher schwierig. Daher wird das Abplatzverhalten in der Regel im Zuge von Brandversuchen ermittelt. Ein Schutz gegen Abplatzungen durch Verzögerung der Aufheizgeschwindigkeit können die beschriebenen Lochblech-Brandschutzplatten darstellen.

Heutzutage wird allerdings versucht, die Abplatzresistenz der Konstruktion durch betontechnologische Maßnahmen sicher zu stellen. Damit entfallen aufwendige Montage- und Instandhaltungsarbeiten des zusätzlichen Brandschutzsystems. Die Erhöhung der Brandbeständigkeit bzw. Abplatzresistenz beruht auf zwei Hauptfaktoren:

- Erhöhung des Wiederstands der Zuschlagsstoffe gegen Zerstörung infolge Brandeinwirkung
- Schaffung eines Porensystems im Brandfall zur Reduktion der Dampfdrücke

Durch Zugabe von Polypropylen-Kunststofffasern kann der Dampfdruck im Brandfall deutlich reduziert werden. Der sogenannte PP-Beton schafft im Brandfall durch Abschmelzen der

Kunststofffasern ab etwa 160^o Grad Freiräume in denen sich der Dampfdruck entspannen kann. Große Porenräume haben im Vergleich zu einer Vielzahl kleiner Poren eine kleinere Oberfläche und längere Diffusionswege, dafür bieten sie schnell viel Volumen für die Dampfbildung bereit. Die Erhöhung der Abplatzresistenz durch Porenbildung wird also durch die konträren Einflussfaktoren Oberfläche bzw. Diffusionsweg und Substanztransport je Zeiteinheit beeinflusst. Daraus lässt sich ableiten, dass sich die Steigerung der Abplatzresistenz einem Grenzwerte annähert.

Der Einsatz von feuerfesten Leichtbetonzuschlägen wie Lytag und Bindemitteln mit erhöhtem Feuerwiderstand (Hochofenzement mit hohem Hüttensandanteil) soll die Gefügezerstörung und weitere Volumenzunahme durch Umwandlung der Zuschlagsstoffe verhindern. Beide Systeme (PP-Fasern und Leichtbetonzuschläge) stellen eine Möglichkeit dar, die Resistenz des Betons zu erhöhen und damit auf etwaige zusätzliche Brandschutzsysteme zu verzichten.

4.1.3 Zusammenfassung der konstruktiven Maßnahmen

In der ZTV-ING werden konstruktive Forderungen gestellt, die sich mit einem ausreichenden Schutz der Bewehrung vor Temperaturen über 300^o C und Verhinderung von Abplatzungen und tiefgreifenden Gefügezerstörungen zusammenfassen lassen. Sicherstellung dieser Forderungen geschieht entweder durch Einhaltung der geforderten Betondeckung von 6 cm oder es sind zusätzliche Maßnahmen zu ergreifen, wie beispielsweise Brandschutzsysteme oder betontechnologische Maßnahmen.

Alle zusätzlichen Maßnahmen sind ohne weitere Nachweise dann als ausreichend zu erachten, sofern sie die Bewehrung vor Temperaturen über 300^o Grad schützen und großflächige Abplatzungen wirksam verhindern, zum Beispiel über Dämpfung der Aufheizgeschwindigkeit oder Schaffung eines Porensystems wie bei PP-Betonen.

Weitere Aussagen sind den zusätzlichen technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauwerke (ZTV-ING) nicht zu entnehmen. Man kann also davon ausgehen, dass damit die formulierten Schutzziele (Standsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dichtigkeit) erreicht werden können.

4.2 Vereinfachter statischer Nachweis

Im vorigen Kapitel 4.1 wurden die konstruktiven Maßnahmen erläutert, die gemäß ZTV-ING [ZVT03] als Stand der Technik angesehen werden können und einen Ersatz für rechnerische Nachweise für den Lastfall Brand darstellen. Dabei ist zu beachten, dass einerseits allgemeine Schutzziele definiert werden, die fordern, dass:

- keine Schäden auftreten, die die Standsicherheit des Tunnels gefährden.
- keine bleibenden Verformungen der Konstruktion entstehen, die die Gebrauchstauglichkeit des Tunnels einschränken
- die Dichtigkeit weitgehend gewährleistet bleibt

und andererseits konkrete konstruktive Forderungen gestellt werden, durch deren Umsetzung die Schutzziele erreicht werden. Durch Einhaltung einer ausreichenden Betondeckung von 6 cm entfallen zusätzliche Brandschutzmaßnahmen. In allen anderen Fällen ist nachzuweisen:

- Schutz der tragenden Bewehrung vor Temperaturen größer 300^o C
- Vermeidung von Betonabplatzungen infolge Brandeinwirkung

Durch Wahl geeigneter Brandschutzsysteme oder betontechnologischer Maßnahmen kann den konstruktiven Forderungen also genügt werden, auch ohne eine Betondeckung von 6 cm einzuhalten, die bei schlanken Querschnitten mit Dicken von 35 cm nur schwer einzuhalten sein dürfte.

In Abschnitt 10.3.1 der ZTV-ING heißt es wörtlich:

Der erforderliche bauliche Brandschutz ist durch die Einhaltung konstruktiver Anforderungen nach Nr. 7.2 oder mithilfe rechnerischer Nachweisverfahren sicher zu stellen.

Dieser Aussage kann entnommen werden, dass rechnerische Nachweise nur dann zu führen sind, wenn obige konstruktive Anforderungen als nicht erfüllt angesehen werden müssen. Im Falle einer ausreichenden Betondeckung oder bei Einsatz geeigneter Brandschutzsysteme kann ein rechnerischer Nachweis entfallen. Sofern ein rechnerischer Nachweis zu führen ist, sind die Temperatureinwirkungen gemäß ZTV-ING für Straßentunnel entsprechend der beschriebenen Temperatur-Zeitkurve anzunehmen, die in Abbildung 4.1 dargestellt wird.

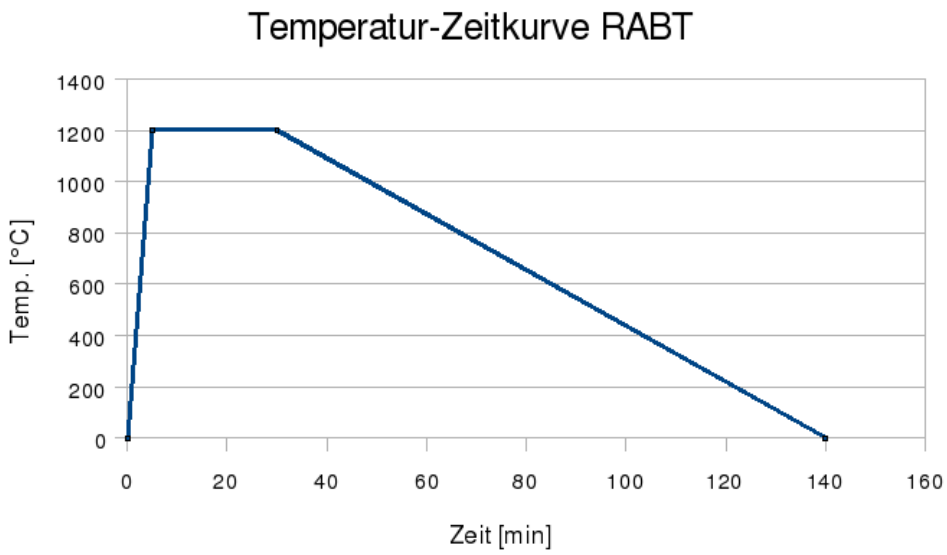


Abbildung 4.1: Temperatur-Zeit-Kurve nach RABT

Eine Aussage zu den rechnerischen Verfahren selbst wird indes nicht getätigt. Da es speziell für die Heißbemessung von Tunnelbauwerken keine eigene Normengrundlage gibt, sind die entsprechenden Normen des Stahlbetonbaus anzuwenden, und eventuell auf die Verhältnisse im Tunnelbau anzupassen. Für die Bemessung von Stahlbetonbauteilen, worum es sich bei Konstruktionen im Tunnelbau im Allgemeinen handelt, gilt in Deutschland die Norm DIN 1045-1 [DIN08]. Diese ist allerdings ausdrücklich nicht für den Lastfall Brand heranzuziehen. Für Bauteile aus Beton bis C60/75 und Leichtbeton bis LC50/55 die für Umgebungstemperatur nach DIN 1045-1 nachgewiesen wurden, gilt ab dem Jahr 2002 für den Brandfall die Norm DIN V ENV 1992-1-2 (EC2 Teil 1-2) [EC297] bzw. [EC206] unter Berücksichtigung der jeweiligen Anwendungs-Richtlinie und Anlagen.

Da die Festlegung bautechnischer Bestimmungen in den Kompetenzbereich der Länder fällt, kann die baurechtliche Situation in verschiedenen Bundesländern unterschiedlich ausfallen. Gemäß der Liste der technischen Baubestimmungen (LTB) des Landes Baden-Württemberg vom 06.05.2009 gelten folgende technische Regeln für den Brandschutz :

DIN 4102	Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen	1998
- 4; Anlage 3.1/8	Teil 4: Zusammenstellungen und Anwendungen klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile	März 1994
-4/A1	Änderung A1	November 2004
-22; Anlage 3.1/10	Teil 22: Anwendungsnorm zu DIN 4102-4 auf der Bemessungsbasis von Teilsicherheitsbeiwerten	November 2004
DIN V ENV 1992-1-2; Anlage 3.1/9	EC 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-2: Allgemeine Regeln; Tragwerksbemessung für den Brandfall	Mai 1997

Der DIN-Fachbericht 92 als Nationales Anwendungsdokument (NAD) und Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 1992-1-2 in der Fassung 2000 wurde aus der Liste der technischen Baubestimmungen gestrichen. In der LTB des Landes Bayern mit Stand Januar 2009 taucht der DIN-Fachbericht indes noch auf.

Mit dem EC 2 Teil 1-2 ist eine Bemessungsgrundlage für Stahlbetontragwerke im Brandfall gegeben. Auf die allgemeine Bemessung nach EC 2 soll in Kapitel 5 näher eingegangen werden. An dieser Stelle soll auf ein vereinfachtes Berechnungsverfahren gemäß Abschnitt 4.2 aus eben jener Norm DIN V ENV 1992-1-2 eingegangen werden. In Anhang B zur Norm werden zwei alternative vereinfachte Bemessungsverfahren zur Berechnung der Tragfähigkeit bei Biegung und Längskraft dargestellt, das sogenannte "500^oC Isothermen Verfahren" nach Anhang B.1 und das "Zonen-Verfahren" nach B.2. Beide verfahren berücksichtigen die Einflüsse nach Theorie II Ordnung und sind damit bei Normalkrafteinfluss anwendbar. Methode B.2 wird für kleinere Querschnitte und schlanke Stützen empfohlen.

Gemäß Anmerkung (3) nach Abschnitt 4.2.1 dürfen vereinfachte Berechnungsverfahren für Balken und Platten angewendet werden, sofern die Lasten überwiegend gleichmäßig verteilt sind, und die Bemessung für Normaltemperatur mit linear-elastischen Berechnungsverfahren durchgeführt wurde.

4.2.1 Grundlage vereinfachter Berechnungsverfahren

Die Anwendung vereinfachter Berechnungsverfahren nach den Anlagen B.1 und B.2 zu DIN EN 1992-1-2 setzt die Kenntnis der Temperaturprofile im Querschnitt voraus. Diese resultieren aus der anzusetzenden Temperaturbelastung, meist ausgedrückt durch eine Temperatur-Zeit-Kurve wie in ZTV-ING/RABT oder EBA vorgegeben. Darauf wird in Kapitel 5.2 noch näher eingegangen. Sofern keine Berechnung des Temperaturverlaufs über den Querschnitt erfolgt, zum Beispiel im Zuge einer numerischen Finite-Element-Berechnung, so liefert die Norm im Anhang A Temperaturprofile für verschiedene Querschnitte, die für die vereinfachten Berechnungsverfahren herangezogen werden dürfen. Die dort enthaltenen Profile gelten für Normalbeton mit überwiegend quarzhaltigen Zuschlägen unter Normalbeanspruchung bis zu Erreichen der maximalen Heißgastemperatur.

Ist der Temperaturverlauf über den Querschnitt bekannt, ganz gleich ob der Verlauf Brandversuchen, analytischen oder numerischen Berechnungsverfahren oder dem Anhang A entnommen wurde, kann ein vereinfachter Nachweis aufbauend auf den Berechnungsverfahren gemäß Anlage B.1 und B.2 erfolgen.

4.2.2 Vereinfachtes Rechenverfahren gemäß Anlage B.1 "500^o C Isothermen-Methode"

Sowohl das Rechenverfahren nach Anlage B.1 als auch jenes nach B.2 arbeitet mit einem reduzierten Querschnitt. Das Rechenverfahren B.1 geht von der Annahme aus, dass der Beton mit Temperaturen größer 500^o Celsius bei der rechnerischen Nachweisführung für die Tragfähigkeit des Querschnitts vernachlässigt werden darf, während der Beton unter 500^o C mit seiner Festigkeit unter Normaltemperatur in Rechnung gestellt wird. Das Rechenverfahren ist für Bauteile mit schlaffer wie vorgespannter Bewehrung anwendbar, die unter der Wirkung von Normalkraft und oder Biegemomenten stehen.

Prinzipien und Anwendungsbereiche

Die Prinzipien und Anwendungsbereiche gestalten sich folgendermaßen:

- Das Verfahren gilt nur für Normbrandbeanspruchungen
- Der Querschnitt hat gemäß Tabelle B1 eine Mindestbreite aufzuweisen, die sich nach der Feuerwiderstandsklasse und der Brandlastdichte in MJ/m^2 richtet. Wobei die Mindestquerschnittsdicke als Funktion der Brandlastdichte nur bei parameterabhängigen Brandbeanspruchungen nach EN 1991-1-2 anzusetzen sind.
- Die Berechnung erfolgt mit einer reduzierten Querschnittshöhe. Die Dicke des abzuziehenden geschädigten Betons a_{500} an der Oberfläche ist der mittleren Tiefe der 500^o C Isotherme gleichzusetzen.
- Die Festigkeit des geschädigten Bereichs (alle Bereiche bis a_{500} ab Bauteiloberfläche) wird zu Null gesetzt, der restliche Beton wird mit ursprünglicher Festigkeit und E-Modul angesetzt.

Nachweisführung

Das Berechnungsverfahren stellt sich folgendermaßen dar:

1. Zunächst ist die anzusetzende Temperatureinwirkung zu bestimmen. Für Straßentunnel gemäß ZTV-ING zum Beispiel eine Normbrandkurve wie in Kapitel 5.2 dargestellt, oder aber eine detaillierte Berechnung der Temperatureinwirkung nach EN 1991-1-2 sofern der Öffnungswinkel $O \geq 0.14m^{1/2}$ beträgt (Öffnungswinkel siehe EN 1991-1-2).
2. Anhand der Normbrandkurve oder der einwirkenden Temperatur ist der zeitlich instationäre Verlauf der Temperatur über den Querschnitt zu bestimmen, der alternativ auch

dem Anhang A entnommen werden kann. (Temperaturprofile mit ETK-Kurve bestimmt!) Anhand des Temperaturverlaufs ist die 500^o C Isotherme ausfindig zu machen.

3. Bestimmung der mittleren Tiefe a_{500} der 500^o C Isotherme ab Querschnittsoberfläche. Der Querschnitt ist entsprechend dem Wert a_{500} zu reduzieren. Abbildung 4.2 ist der Norm entnommen und zeigt anschaulich die Querschnittsreduktion

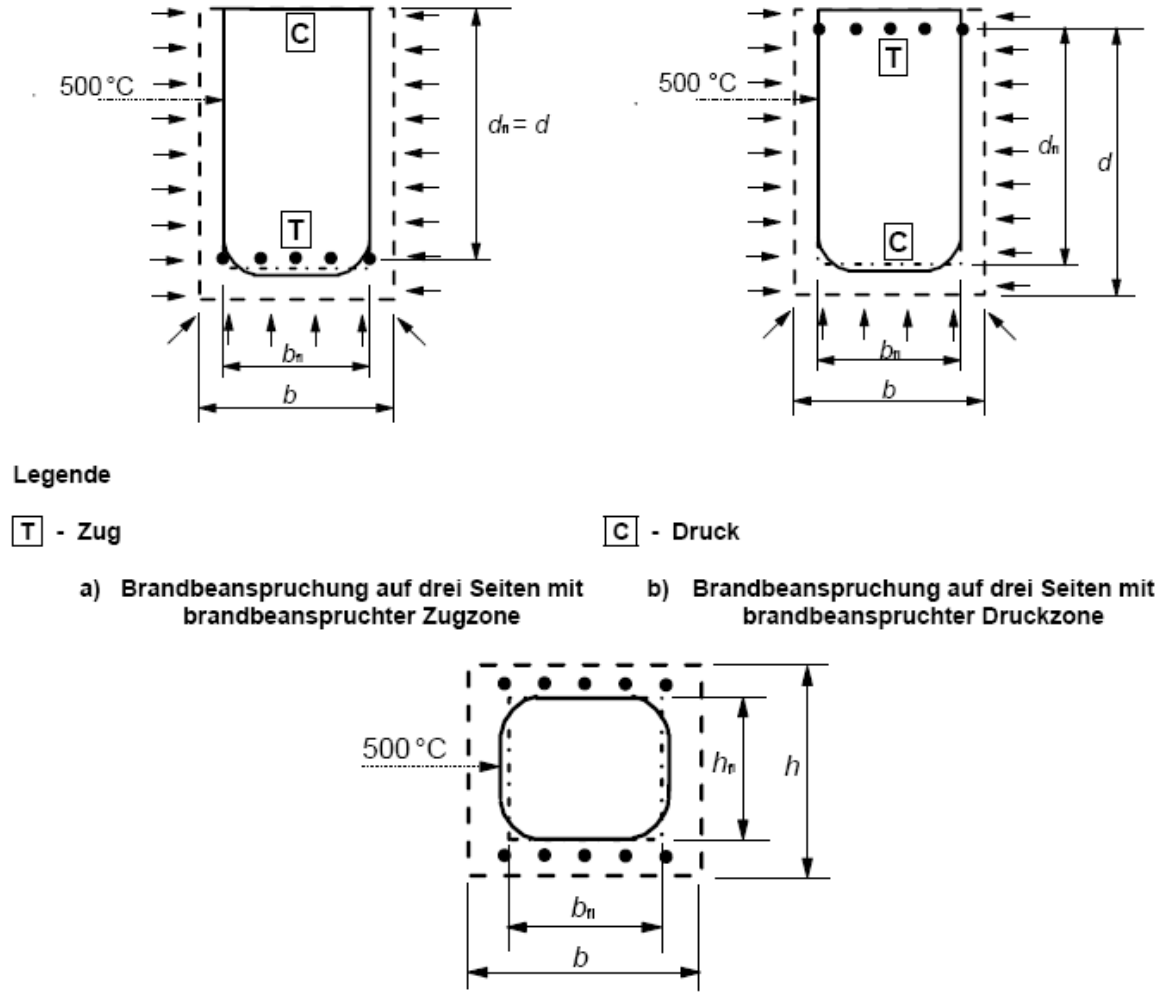


Abbildung 4.2: Normauszug [EC206]: Querschnittsreduktion beim 500^o C Isothermen Verfahren

Die entstehenden Ausrundungen im Eckbereich dürfen vernachlässigt werden.

4. Bestimmung der Temperatur der Bewehrung im Querschnitt. Auch Bewehrungsstäbe, die außerhalb des reduzierten Bereichs liegen, dürfen bei der Berechnung des Bauteilwiderstands herangezogen werden. Anhand der Temperatur der Bewehrung ist deren Festigkeit zu reduzieren. Die temperaturabhängige Festigkeit von Betonstahl ist in Abschnitt 4.2.4.3

festgelegt.

5. Bestimmung der Tragfähigkeit des Querschnitts unter Berücksichtigung der reduzierten Querschnittsabmessungen und der reduzierten Festigkeit der Bewehrung

6. Vergleich der Bemessungswerte der einwirkenden Schnittgrößen mit der errechneten Tragfähigkeit

Sofern der Nachweis erbracht werden kann, dass gilt

$$\frac{E_d}{R_{red,d}} \leq 1$$

ist die Tragfähigkeit des Querschnitts an der untersuchten Stelle sicher gestellt. Es handelt sich somit um ein Nachweisverfahren für einzelne Bauteile oder Teiltragwerke.

Berechnung der temperaturreduzierten Tragfähigkeit

Die Bestimmung der Tragfähigkeit des Querschnitts anhand der obigen Grundsätze soll hier kurz erläutert werden. Abbildung 4.3 ist ein Auszug der Norm und zeigt den reduzierten Querschnitt mit den tatsächlich anzusetzenden Abmessungen b_{fi} und h_{fi} für die gilt:

$$b_{fi} = b - \sum_n a_{500}$$

$$h_{fi} = h - \sum_n a_{500}$$

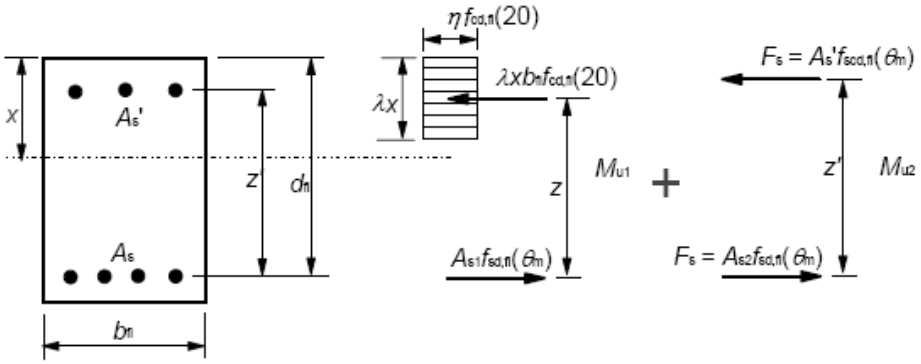


Abbildung 4.3: Ermittlung Bauteilwiderstand - Biegung und Normalkraft, aus [EC206]

Entsprechend der Graphik kann der Biegewiderstand des Querschnitts anhand der resultierenden Betondruckkräfte, Stahldruckkräfte in der Druckbewehrung sowie der Stahlzugkräfte in der Zugbewehrung ermittelt werden.

Der Biegewiederstand M_{u1} entspricht dem eines Querschnitts ohne Druckbewehrung und errechnet sich aus folgender Gleichung:

$$M_{u1} = A_{s1} * f_{sd,fi}(\Theta_m) * z \tag{4.1}$$

Mit :

- dem Hebelarm z am tatsächlichen Querschnitt
- der reduzierten Betonstahlfestigkeit $f_{sd,fi}(\Theta_m)$
- Dem mit der Betondruckzone im Gleichgewicht stehenden Anteil A_{s1} der Zugbewehrung

Die Bestimmung der Betondruckkraft F_{cd}, die mit der anteiligen Stahlzugkraft $A_{s1} f_{sd,fi}(\Theta_m)$ im Gleichgewicht zu stehen hat, kann mithilfe einer angenommenen Dehnungsverteilung und den Werten η und λ aus DIN 1992-1-1 erfolgen. Als Hilfsmittel steht hier das allgemeine Bemessungsdiagramm aus DAfSt-Heft 525 zur Verfügung. Zu beachten ist jedoch, dass die dort berechneten Dehnungsverteilungen mit Festigkeiten und Steifigkeiten bei 20^o Celsius bestimmt wurden.

Der Anteil M_{u2} ist jener, der aus Zulage einer Druckbewehrung hinzukommt, und sich folgendermaßen berechnet:

$$M_{u2} = A_{s2} * f_{scd,fi}(\Theta_m) * z' \tag{4.2}$$

Mit:

- dem Hebelarm z' zwischen Druck- und Zugbewehrung
- der reduzierten Betonstahlfestigkeit $f_{scd,fi}(\Theta_m)$ der Druckbewehrung
- dem restlichen Anteil A_{s2} der Zugbewehrung, aus $A_s = A_{s1} + A_{s2}$

Anwendungsbeispiel

Im Zusammenhang mit der ausführlichen Heißbemessung nach DIN EN 1992-1-2 in Kapitel 7 wird auch eine vereinfachte Bemessung nach diesem Verfahren für einen Tübbing-Querschnitt durchgeführt.

4.2.3 vereinfachtes Rechenverfahren gemäß Anlage B.2 “Zonen-Methode”

Das vereinfachte Rechenverfahren nach Anlage B.2 geht davon aus, dass der brandbeanspruchte Querschnitt durch Vernachlässigung der geschädigten Zone an der brandbeanspruchten Oberfläche verkleinert wird, wobei die Berechnung bestimmten Rechenanweisungen zu genügen hat. Bei Stützen stellt dieses Verfahren ein genaueres Verfahren als die “500^o C Isothermen-Methode” dar. Es kann allerdings nur bei Normbrandbeanspruchung angewendet werden.

Aufbauend auf dem Zonenverfahren wird in Kapitel 6.2.2 eine vereinfachte Bestimmung von Dehnung und Krümmung infolge Temperatureinwirkung durchgeführt, daher soll dieses Verfahren hier kurz erläutert werden.

Prinzipien und Anwendungsgrundlagen

Der Querschnitt wird bei diesem Verfahren in mehrere gleichdicke Zonen unterteilt. Der Querschnitt sollte dabei in mehr als 3 Zonen unterteilt werden.

1. Für jeden Zone n_i des Querschnitts wird die mittlere Temperatur ermittelt. Die Temperatur entstammt entweder einer thermischen Berechnung, Brandversuchen oder Anlage A der Norm.

2. Jeder Zone werden die temperaturabhängigen Materialwerte der Betondruckfestigkeiten $f_{cd}(\Theta)$ und Elastizitätsmoduli $E_c(\Theta)$ zugeordnet. Die Angaben der temperaturabhängigen Materialwerte für den Beton sind dem Abschnitt 3 der Norm zu entnehmen.

3. Eine Dicke a_z auf der brandbeanspruchten Seite (mehrere Seiten bei mehrseitiger Beanspruchung) wird ermittelt, die vom Querschnitt abzuziehen ist. Dieses Vorgehen entspricht einer Reduktion der Querschnittsabmessungen infolge Brandeinwirkung. Bei dreiseitig beanspruchten Querschnitten kann an der schmalen Seite (Stirnseite) davon ausgegangen werden, dass a_z dem Wert der Seiten entspricht.

4. Der brandreduzierte Querschnitt wird einer äquivalenten Wand gleich gesetzt. Das heißt der Querschnitt wird um die geschädigten Bereiche entsprechend Abbildung 4.4 (Auszug aus DIN V ENV 1992-1-2) reduziert.

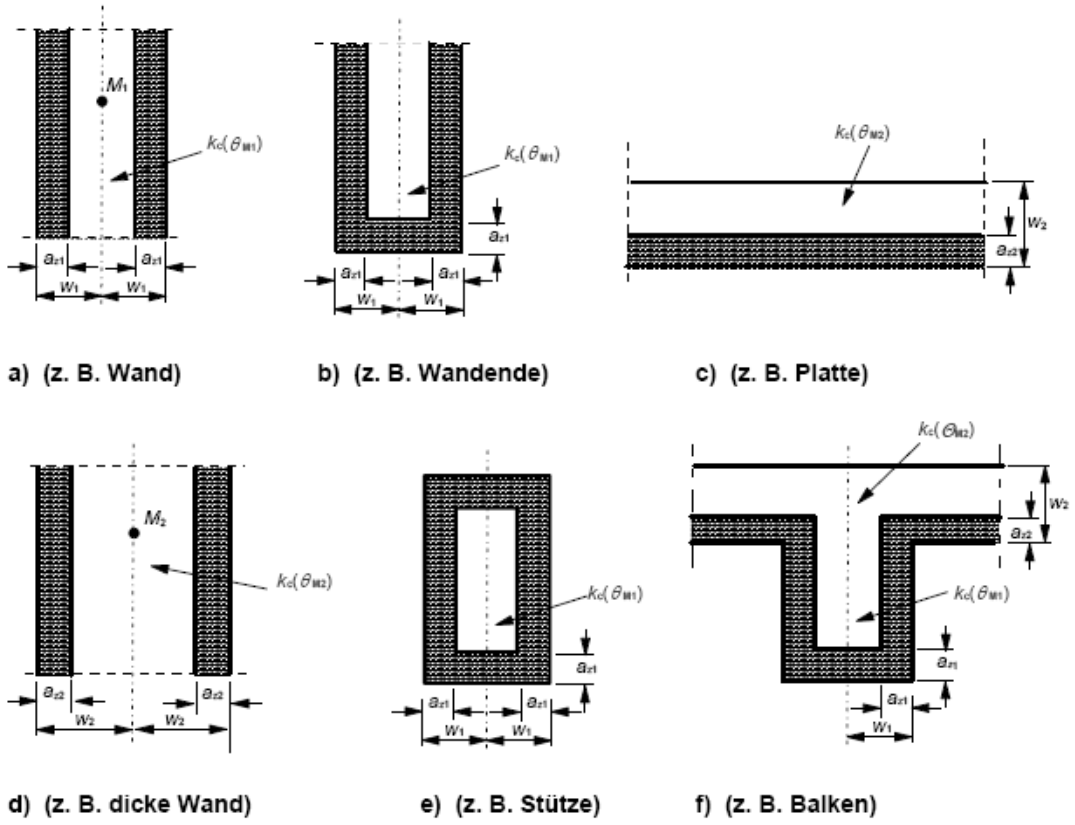


Bild B.3 — Reduktion der Festigkeit und des Querschnitts bei brandbeanspruchten Querschnitten

Abbildung 4.4: Querschnittsreduktion nach EC2 [EC206] bei Anwendung Zonenmethode

Auf dem so reduzierten Querschnitt ist der Punkt M als Punkt auf der Mittellinie definiert. Für diesen Punkt M wird die gesamte reduzierte Druckfestigkeit des Querschnitts ermittelt.

Berechnungsgrundlagen

Für jede Zone i des Querschnitts wird der Reduktionsfaktor $k_c(\Theta_i)$ ermittelt. Der Mittelwert über die Zonenanzahl n entspricht dem mittleren Reduktionskoeffizient $k_{c,m}$:

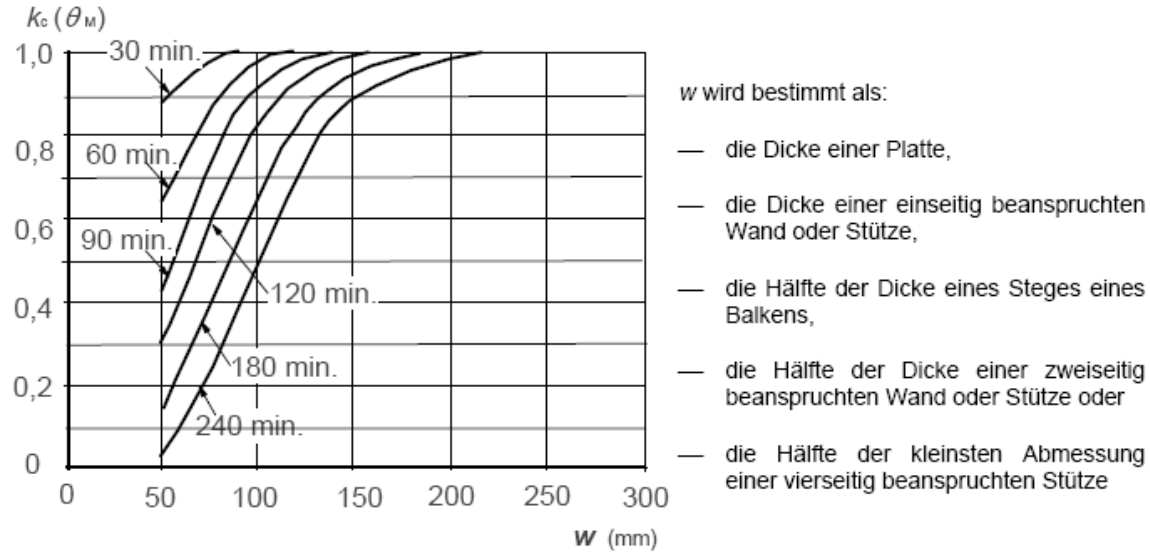
$$k_{c,m} = \frac{(1 - 0.2/n)}{n} \sum_{i=1}^{n} k_c(\Theta_i) \tag{4.3}$$

Dabei wurde ein Faktor $(1 - 0.2/n)$ zur Berücksichtigung der tatsächlichen linearen Temperaturänderung über den Teil-Querschnitt eingefügt.

Anschließend wird die Breite a_z der geschädigten Randzone ermittelt. Für Balken und Platten sowie andere Bauteile gilt für a_z:

$$a_z = w[1 - \frac{k_{c,m}}{k_c(\Theta_m)}] \tag{4.4}$$

Wobei $k_c(\Theta_m)$ dem Reduktionsfaktor am Punkt M selbst entspricht. Der Wert $k_c(\Theta_m)$ kann anhand Bild B.5 a) in EC 2 1-2 [EC206] ermittelt werden, welches hier auszugsweise abgebildet ist. Andernfalls ist $k_c(\Theta_m)$ mithilfe der Temperaturverteilung im Querschnitt zu bestimmen. Rechts der Abbildung finden sich auch Anweisungen zur Bestimmung von w wieder.



a) Reduktion der Druckfestigkeit für einen reduzierten Querschnitt mit quarzhaltigem Zuschlag

Für Bauteile, bei denen der Einfluss der Theorie II Ordnung zu berücksichtigen ist, kann der Wert a_z folgendermaßen ermittelt werden:

$$a_z = w[1 - (\frac{k_{c,m}}{k_c(\Theta_m)})^{1.3}] \tag{4.5}$$

Mit dem Wert $k_{c,m}$ wird die Druckfestigkeit für den um a_z reduzierten Querschnitt ermittelt und anschließend die Bemessung des Bauteiles durchgeführt.

Bild B.5 der Norm DIN EN 1992-1-2 liefert auch Graphen zur Bestimmung der Werte a_z bei Balken, Platten und Stützen mit Betonen überwiegend quarzhaltiger Zuschläge.

Kapitel 5

Allgemeine Heißbemessung einschaliger Tübbingkonstruktionen

5.1 Ablaufschema der Heißbemessung

Tunnelkonstruktionen aus einschaligen Tübbingelementen fallen bei der Bemessung ihrer Tragfähigkeit in den Geltungsbereich der Norm DIN 1045-1 [DIN08] zur Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Diese Norm gilt allerdings ausdrücklich nur für eine Bemessung unter Normaltemperatur. Für den Fall hoher Temperaturen wie sie bei der Heißbemessung zu erwarten sind, liefert die Norm DN 1045-1 keine Aussagen über das Materialverhalten und die zu führenden Nachweisformate. Das ein Nachweis für den Brandfall zu führen ist, kann den zusätzlichen technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauwerke (ZTV-ING) [ZVT03] entnommen werden, die für alle Ingenieurbauwerke nach DIN 1076, mit Ausnahme der Wasserbauwerke, Gültigkeit besitzt. Wie bereits erwähnt, werden darin folgende Schutzziele für Tunnelbauwerke in geschlossener Bauweise verankert:

Die Konstruktion ist so auszuführen, dass:

- keine Schäden auftreten, die die Standsicherheit des Tunnels gefährden.
- keine bleibenden Verformungen der Konstruktion entstehen, die die Gebrauchstauglichkeit des Tunnels einschränken
- die Dichtigkeit weitgehend gewährleistet bleibt

Sofern also nicht die in Kapitel 4.1 aufgeführten konstruktiven Anforderungen erfüllt werden, sind entsprechend Abschnitt 10.3.1 ZTV-ING rechnerische Nachweise für den Lastfall Brand zu führen. Welche Normen, Vorschriften und Richtlinien bei der Bemessung zu beachten sind, wird in Deutschland über die Liste der technischen Baubestimmungen (LTB) geregelt. Hierbei handelt es sich um eine Liste baurechtlich eingeführter Bestimmungen, herausgegeben durch die Baurechtsbehörden, die zur Erfüllung der Anforderungen des Bauordnungsrechtes unerlässlich sind.

Das Wirtschaftsministerium des Landes Baden-Württemberg beschreibt die Funktion und Gültigkeit der LTB folgendermaßen: *Regeln der Technik, die dazu dienen, die Grundsatzan-*

forderungen der Landesbauordnung für Baden-Württemberg (LBO) zu erfüllen, werden von der obersten Baurechtsbehörde als Technische Baubestimmungen bekannt gemacht und damit bauaufsichtlich eingeführt (§ 3 LBO). Die Technischen Baubestimmungen sind einzuhalten und müssen von allen am Bau Beteiligten bei der Planung, Berechnung, Ausführung und baurechtlichen Überprüfung von baulichen Anlagen beachtet werden.

Da das Baurecht der Kompetenz der Länder unterliegt, können die baurechtlichen Bestimmungen von Land zu Land variieren. Das Deutsche Institut für Bautechnik (DiBt) veröffentlicht allerdings eine Musterbauordnung, um die baurechtlichen Tätigkeiten der Länder abzustimmen. Die folgende Tabelle zeigt nochmals den Auszug der LTB des Landes Baden-Württemberg zum Thema Brandschutz mit Veröffentlichungszeitpunkt 06.05.2009.

DIN 4102	Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen	1998
- 4; Anlage 3.1/8	Teil 4: Zusammenstellungen und Anwendungen klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile	März 1994
-4/A1	Änderung A1	November 2004
-22; Anlage 3.1/10	Teil 22: Anwendungsnorm zu DIN 4102-4 auf der Bemessungsbasis von Teilsicherheitsbeiwerten	November 2004
DIN V ENV 1992-1-2; Anlage 3.1/9	EC 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-2: Allgemeine Regeln; Tragwerksbemessung für den Brandfall	Mai 1997

Die relevanten Normen zur Brandschutz-Bemessung, allen voran DIN 4102 (Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen) und EC2 Teil 1-2 (Tragwerksbemessung Stahlbetontragwerke für den Brandfall) [EC297] sind gleichermaßen Normen für den Hoch- und Tiefbau. Eine spezielle Normengrundlage für die Brandschutzbemessung von Tunnelbauwerken gibt es nicht.

Die anzusetzenden Brandeinwirkungen in Form von Brandlasten oder Temperatur-Zeit-Kurven sowie Anforderungen an den betrieblichen und konstruktiven Brandschutz von unterirdischen Verkehrsbauwerken sind in nutzungsspezifischen Richtlinien geregelt. Als wichtigste sind dabei in Deutschland die "Richtlinie über den Bau und Betrieb von Straßentunneln" (RABT) [RAB06] für Straßentunnel und für Eisenbahntunnel die Richtlinie des Eisenfahrt-Budesamtes (EBA-RL) [EA-01] anzusehen. Für Stadtschnellbahnen und U-Bahnen wiederum gilt die BOStrab [BOS87]. Über die Inhalte der Richtlinien wurde ja bereits auszugsweise referiert.

Eine Übersicht der Bemessung zum Lastfall auf Basis dieser Normengrundlage zeigt die folgende Auflistung:

1. Festlegung von anzusetzenden Einwirkungen in Form von Brandlasten und Temperaturen nach Nutzungsprofil des Tunnels anhand einschlägiger Richtlinien wie RABT oder EBA in Deutschland

2. Simulation eines Brandszenarios zur Bestimmung der vom Brandherd ausgehenden Gastemperaturen auf Grundlage der anzusetzenden Brandlasten und tatsächlichen baulichen Rand-

bedingungen. Alternativ liefern die einschlägigen Richtlinien Normbrandkurven (Temperatur-Zeit-Kurven) die als Gastemperaturen am Brandherd angesetzt werden können.

3. Bestimmung der Temperaturausbreitung im Tunnelbauwerk und des Wärmeeintrags in die Konstruktion über die dem Brandherd zugewandte Oberfläche. Die Bestimmung der Oberflächen-Temperaturen bzw. des Wärmeübergangs vom Brandherd auf die Konstruktion erfolgt entweder anhand einer Simulation des Brandszenarios im Zuge von (2) oder nach vereinfachten Ansätzen wie in Kapitel 5.3 erläutert.

4. Bestimmung der Wärmeverteilung in der Konstruktion an jeder Stelle des Querschnitts zu jede Zeit der Branddauer (und darüber hinaus). Die Bestimmung kann rechnerisch erfolgen oder über genormte Temperaturprofile wie in DIN 4102 oder EC 2 Teil 1-2 abgeschätzt werden.

5. Bestimmung des temperaturabhängigen Materialverhaltens der Baustoffe auf Grundlage von DIN V ENV 1992-1-2. Dabei sind Festigkeits-, Steifigkeits- und Verformungsänderungen der Werkstoffe unter Temperatureinwirkung zu erfassen.

6. Schnittgrößenbestimmung am statischen System infolge Brandeinwirkung unter Berücksichtigung der temperaturabhängigen Materialkennwerte.

7. Nachweisführung zum Lastfall Brand auf Basis der ermittelten Schnittgrößen in Kombination mit den Schnittgrößen der anderen Lastfälle. Die Nachweisführung kann auf verschiedene Arten erfolgen. Bei einer nichtlinearen Schnittgrößenermittlung kann der Nachweis über das sogenannte γ_r Verfahren nach DIN 1045-1 Abs. 8.5 erfolgen.

8. Eventuell sind neben den statischen Nachweisen auch Untersuchungen zum Abplatzverhalten und zur Feuerresistenz des Betons durchzuführen, um die Gültigkeit der angesetzten Querschnittsabmessungen auch unter Brandeinwirkung sicher zu stellen. Dabei geht es besonders um die Frage, ob infolge von Abplatzungen größere Querschnittsschwächungen auftreten oder gar Bewehrung freigelegt wird.

Die Übersicht macht deutlich, welcher Aufwand mit einer ausführlichen allgemeinen Bemessung für den Lastfall Brand verbunden ist. Daher ist es sicher empfehlenswert, auf vorhandene Vereinfachungen und Vorgaben in den entsprechenden Richtlinien zurückzugreifen, auch wenn ausführliche Berechnungen zu günstigeren Verhältnissen führen könnten. Damit lässt sich der erhebliche Rechenaufwand minimieren, der zum Beispiel mit Brandsimulationen verbunden ist. An verschiedenen Stellen der Arbeit wird dennoch auf die ausführlichen Berechnungs- und Bemessungsmöglichkeiten eingegangen, die in Einzelfällen zur Anwendung kommen können. So beschreibt Kapitel 6.1.1 die Durchführung einer CFD-Simulation zur Bestimmung der Temperaturausbreitung im Tunnel. Wie in Kapitel 4.2 dargestellt wurde, gibt es darüber hinaus die Möglichkeit einer vereinfachten Nachweisführung auf Grundlage von DIN V ENV 1992-1-2.

5.2 Einwirkungen

Bei der Tragwerksbemessung zum Lastfall Brand stellen die Brandlasten die Einwirkungen dar, die im Zuge einer statischen Berechnung zu quantifizieren sind. Sie werden über die Nutzung des Tunnels in das Bauwerk eingebracht, oder können auch Teile des Bauwerks selbst darstellen, wie es im Falle von bituminösen Fahrbahnbelägen der Fall ist. Damit wird schnell klar, dass die Einwirkungen je nach Nutzung des Tunnels zwischen verschiedenen Tunnelbauwerken stark variieren können. Anschaulich dürfte bei einem durch die Eisenbahn genutzten Tunnel von anderen Brandlasten ausgegangen werden, als dies bei einem Straßentunnel zu erwarten ist. Allerdings auch innerhalb der Straßentunnel kann es enorme Unterschiede geben. So ist zum Beispiel in Betracht zu ziehen, für welche Nutzungen der Tunnel zum Gebrauch steht, ob etwa Gefahrguttransporte wie Treibstoff-Transporte den Tunnel befahren dürfen. Der Tunnelbetreiber kann über Nutzungseinschränkungen derartigen Fahrzeugen die Nutzung untersagen.

Da die Festsetzung der Brandlasten entscheidenden Einfluss auf die Nachweisführung hat, sollte hier sehr sorgfältig analysiert werden, welche Ansätze sinnvoll sind. Der Ausschluss von Treibstoff-Transporten etwa heißt nicht unbedingt, dass das Gefährdungspotential durch Gefahrstoffe ausgeschaltet wurde. Ladungsgüter wie Holz, Kunststoffe oder Lebensmittel besitzen mitunter ebenfalls sehr hohe Brandlasten. Ein erster Schritt bei der Festsetzung der Brandlasten ist also immer eine ausführliche Analyse der Gefährdungspotentiale.

5.2.1 Gefährdungspotential und Brandlasten in Tunnelbauwerken

Um die Gefährdungspotentiale von Tunneln einschätzen zu können, sind folgende Gesichtspunkte in Betracht zu ziehen.

- Brandursachen: Entzündung von Fahrzeugen durch Unfälle oder technische Defekte; Entzündung von Ladungsgütern, Entzündung von Betriebseinrichtungen, Entzündung von Teilen der Konstruktion (bituminöse Fahrbahnschichten)
- Brandszenarien und Brandausbreitungen unter Berücksichtigung der baulichen Anlagen und Tunnelgeometrie
- Tunnelnutzung, Verkehrsstärke, Gegenverkehr
- Zugänglichkeit für Rettungskräfte

All diese Parameter haben Eingang gefunden in entsprechende Richtlinie wie zum Beispiel in die “Richtlinie über den Bau und Betrieb von Straßentunneln”(RABT) in Deutschland oder die ”Richtlinie des Bundesministeriums für Verkehr, Innovation und Technologie” (RVS-Richtlinie) in Österreich. Je nach geographischer Lage des Tunnels sind die entsprechenden nationalen Richtlinien heran zu ziehen.

Berechnung von Brandleistungen

Ganz allgemein gilt für die Bestimmung einer Brandleistung Q_k in [KW] zur Beurteilung des Objektbrandschutzes:

$$Q_k = \frac{BH_u}{t_E} \tag{5.1}$$

Die Gesamt-Brandleistung bei zeitlich veränderlichen Brandleistungen ergibt sich zu:

$$Q_k = \frac{1}{t_E} \int_0^{t_E} Q(t)dt \tag{5.2}$$

mit

B	Masse des Brandgutes in [kg]
t_E	Branddauer in [h]
H_u	Heizwert des Brandgutes in [KWh/kg]

Beispielsweise kann für Benzin $H_u = 12$ KWh/kg gesetzt werden, für Diesel $H_u = 11.8$ und Holz etwa $H_u = 4.8$. Es sollte dabei die Vollbrandphase des Brandgutes herangezogen werden, bei der das Brandgut seine volle Brandleistung entfaltet. Tunnelbrände können von sehr langer Dauer sein, da Rettungs- und Löscharbeiten durch starke Hitze- und Rauchentwicklung erschwert werden. Dennoch sind die Anlagen nicht wirtschaftlich auf sehr lange Brandkatastrophen von mehr als 3 bis 4 Stunden zu bemessen. Die Ausbreitung des Brandes auf weitere Fahrzeuge und Bereiche des Tunnels kann nur schwer erfasst werden. Die Bemessung muss sich deshalb zumeist auf den Brand eines Bemessungsfahrzeuges beschränken. Die Richtlinie RABT setzt als Bemessungsbrand ein brennendes Fahrzeug an (LKW), die Richtlinie des Eisenbahn-Bundesamtes (EBA) einen brennenden Personenwaggon.

Aus Auswertungen von Großbrandversuchen wie beisielsweise den EUREKA-Versuchen [EUR96], kann von folgenden Richtwerten der Branddauer in Tunneln ausgegangen werden (übernommen aus [SH06]):

Bemessungsfahrzeug	Dauer in [h]
1 PKW	0.5 - 1
1 U-Bahn-Waggon	1 -1.5
1 Reisezugwaggon	1 - 3
1 LKW mit Ladung	1.5 - 4
1 Güterzugwaggon	2 - 8

Allerdings ist zu beachten, dass sich die Brandleistung Q_k nur einstellen kann, wenn auch genügend Luft für die Verbrennung zur Verfügung steht. Aus [SL00] kann eine Faustformel zur Abschätzung der benötigten Luftmenge je kg Brandgut entnommen werden. Das stöcheometrische Verhältnis ist demnach ungefähr:

$$L_{st} = \frac{H_u\ [KWh/kgB}{0.9\ [KWh/kgL]}$$

Die Formel gilt für eine Reihe von Feststoffen und Flüssigkeiten. Für Benzin wäre somit ungefähr 13.3 kg Luft je kg Brandgut von Nöten. Dabei ist zu beachten, dass nie die gesamte Luftmenge der Umgebungsluft verbrennt, es verbleibt immer ein Restsauerstoffgehalt X_R von rund 10 Prozent im Luftgemisch. Der benötigte Luftvolumenstrom V_{st} in $[m^3/h]$, der für einen Vollbrand der betrachteten Brandleistung benötigt wird, ergibt sich aus:

$$V_{st} = \frac{L_{st} * \overline{B}}{\rho_L} \tag{5.3}$$

Mit der Abbrandgeschwindigkeit $\overline{B}$ des Brandgutes in [kg/h] und der Dichte ρ_L der Luft bei 20^o C. Unter Beachtung der Luftüberschusszahl n_L zur Erfassung des unverbrannten Sauerstoffes ergibt dies ein gesamtes erforderliches Luftvolumen von:

$$V_L = n_L \, V_{st} \tag{5.4}$$

Die Überschusszahl ist gleich:

$$n_L = \frac{X_L}{X_L - X_R} \tag{5.5}$$

Nur wenn das dadurch quantifizierte erforderliche Volumen an Luft vorhanden ist, kann sich rein physikalisch die betrachtete Brandleistung einstellen. Ansonsten ist der Ansatz der Brandleistung physikalisch unrealistisch.

Aus der Brandleistung kann eine spezifische Brandleistung Q_{sp} abgeleitet werden. Sie ist eine flächenbezogene Größe in der Einheit $[KW/m^2]$ und erlaubt die Festlegung der brennenden Oberfläche zu einer betrachteten Brandleistung.

$$Q_{spez} = r_{spz} * H_u * 60 \tag{5.6}$$

In die Formel geht der Heizwert H_u des Brandgutes sowie die spezifische Abbrandgeschwindigkeit r_{spz} in $[kg/m^2 min]$ ein. Die Abbrandgeschwindigkeit für Feststoffe kann entweder versuchstechnisch ermittelt werden, oder kann für Flüssigkeit anhand der Sinkgeschwindigkeit w_s in [mm/min] und Dichte ρ anhand folgender Formel ermittelt werden:

$$r_{spz} = w_s * \rho \tag{5.7}$$

Die Abbrandgeschwindigkeit r_{spz} in $[kg/m^2 min]$ einiger Stoffe kann gemäß der theoretischen Ausbildungsunterlagen der Berufsfeuerwehr [Hal] wie folgt angesetzt werden:

Benzin	2.6 - 3.3
Diesel	2.5
Holz	0.9
Erdöl	1.42
Kerosin	2.7
Polystyrol	0.9

Über die spezifische Brandleistung Q_{sp} und eine betrachtete Brandleistung Q_k, zum Beispiel 50 MW kann unmittelbar die zu brennende Oberfläche A ermittelt werden.

$$A = \frac{Q}{Q_{sp}} \tag{5.8}$$

Anhand der hier aufgeführten Formeln und Herleitungen ist es also möglich, ein Brandszenario im Tunnel zu entwerfen, welches durch die zu erwartende Brandleistung Q_k und eine brennende Oberfläche mit der entsprechenden Abbrandrate des Brandgutes definiert ist. Die Brandleistung Q_k entspringt dabei einer Gefährdungsanalyse unter Berücksichtigung der Nutzung und Brandlasten im Tunnel.

5.2.2 Gefährdungspotential und Brandlasten nach RABT

Während das vorige Kapitel ganz allgemeine Bestimmungsgleichungen zur Erzeugung eines Brandszenarios darstellte, soll hier auf die Richtlinie RABT und auf die dortige Bewertung des Gefährdungspotentials kurz eingegangen werden, da aufbauen darauf in Kapitel 6.1.1 auch eine beispielhafte Simulation eines Brandszenarios durchgeführt wurde.

Gemäß RABT werden Brandleistungen und Rauchgasmengen in Abhängigkeit der LKW-km je Tag und Röhre angegeben, die zur Bemessung der betrieblichen Anlagen (Lüftung) und baulichen Anlagen heran gezogen werden sollten.

LKW-km/Tag & Röhre	Brandleistung [MW]	Rauchgasmenge bei 300^o C in $[m^3/s]$
bis 400	30	80
über 4000	50	120
über 6000	100	200

Bei Verkehrsstärken über 6000 LKW-km/Tag und Röhre sind Risikoabwägungen durchzuführen, die sogar zu höheren Brandleistungen führen können. Ein Tunnel mit einer Verkehrsbelastung von bis zu 4000 LKW-km je Tag und Röhre ist demnach für einen 50 MW Brand zu bemessen. Damit ist eine Brandleistung Q_k gegeben, die über die Ausführungen des vorigen Kapitels in ein konkretes Brandszenario umgewandelt werden kann. Hierzu sind weiterführende Überlegungen zu tätigen, welche Ursache, Ausbreitung und Dimension das Brandereignis hat, ob es sich beispielsweise um einen Flüssigkeitsbrand handelt, oder ob Feststoffe in Brand geraten sind. Damit stellt sich auch die Frage, auf welche Fläche die Brandleistung verteilt wird. So könnte als mögliches Szenario eine Flüssigkeitslache oder aber auch ein in Brand stehender LKW heran gezogen werden. Je nach spezifischer Brandleistung ergeben sich daraus verschiedene in Brand stehende Oberflächen, um in der Summe dieselbe Brandleistung zu erzielen.

5.2.3 Temperatur-Zeit-Kurven

Die Ausführungen des vorigen Abschnittes machen deutlich, welch mühevolle Aufgabe es sein kann, ein realistisches Brandszenario unter Berücksichtigung sämtlicher Parameter zu erzeugen. Es besteht zwar grundsätzlich die Möglichkeit der beschriebenen ingenieurmäßigen Simulation und Berechnung realistischer Brandszenarien, es ist allerdings immer zu prüfen, ob die Gefährdungen und Randbedingungen ausreichend erfasst wurden.

Daher ist es übliche Praxis, die Einwirkungen des Lastfalls Brand über Temperatur-Zeit-Kurven zu beschreiben. Diese Temperaturkurven als Funktion der Dauer des anzunehmenden Brandereignisses sind zumeist Ergebnis von Brandversuchen. Aus dem Hochbau ist die Einheits-Temperatur-Kurve (ETK) bekannt. Für den Tunnelbau gibt es eigene Temperatur-Zeit-Kurve

unter Berücksichtigung der spezifischen Randbedingungen im Tunnelbau. Auf eine dieser Kurven wurde in Kapitel 4.3 bereits verwiesen, die sogenannte RABT-Kurve, die auch in der ZTV-ING verankert ist. Es soll darauf hingewiesen werden, dass die Temperatur, die durch die Kurve beschrieben wird, immer jener des Brandgases direkt am Brandherd entspricht. Die Oberflächentemperatur der Konstruktion ist damit zunächst unbekannt. Im Folgenden sollen einige Temperatur-Zeit-Kurven für den Tunnelbau für verschiedene Nutzungen vorgestellt werden. Neben Kurven nach deutscher Normung wird auch ein Einblick in andere europäische Ansätze gegeben.

ETK-Kurve nach ISO 834

Die ETK-Kurve kommt im Tunnelbau praktisch nicht zur Anwendung, soll allerdings kurz vorgestellt werden, da der Eurocode 2 für die Festlegung der Temperaturprofile und Feuerwiderstandtabellen diese Brandgaskurve zur Grundlage hat. Die Kurve basiert auf Brandversuchen mit Feststoffen (i.d.R. Holz) in Räumen. Der Kurvenverlauf ist durch die Funktion

$$T = 345 * log_{10} * (8 * t + 1) + 20 \tag{5.9}$$

definiert. Da die Temperatur nicht rückläufig ist, sondern theoretisch immer weiter steigt, wird die Kurve als offene Brandkurve bezeichnet. Abbildung 5.1 zeigt den Verlauf der Kurve.

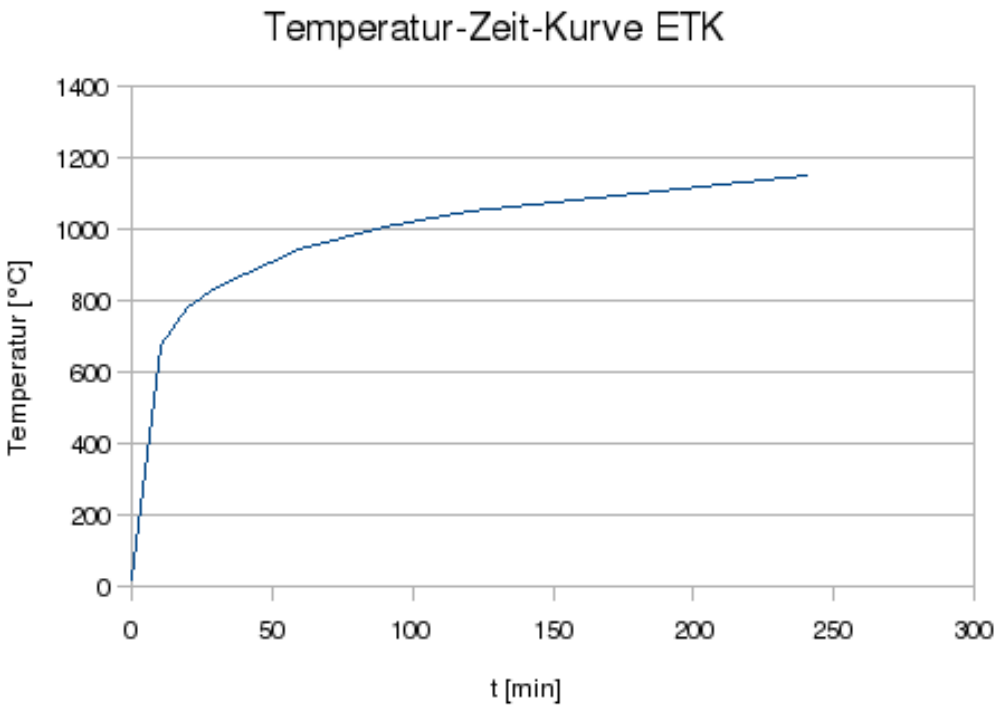


Abbildung 5.1: ETK Temperatur-Zeit-Kurve

Da es sich um eine Brandkurve für Feststoffbrände handelt (entwickelt anhand von Holzfeuern

in Innenräumen) ist die Kurve nur bedingt im Tunnelbau anwendbar. Bei Unglücken in Straßentunneln kommt es häufig zur Entzündung des Treibstoffes der Fahrzeuge, womit ein rascher Temperaturanstieg verbunden ist, der durch die ETK-Kurve nur unzureichend abgebildet wird.

RABT-Kurve

Sowohl in der "Richtlinie über den Bau und Betrieb von Straßentunneln"(RABT) als auch in der ZTV-ING ist eine Brandkurve beschrieben, die durch folgende Stützstellen definiert ist:

Zeit [min]	0	5	30	140
Temperatur [°C]	0	1200	1200	0

Abbildung 5.2 zeigt graphisch den Verlauf der Temperatur-Zeit-Kurve nach RABT bzw. ZTV-ING.

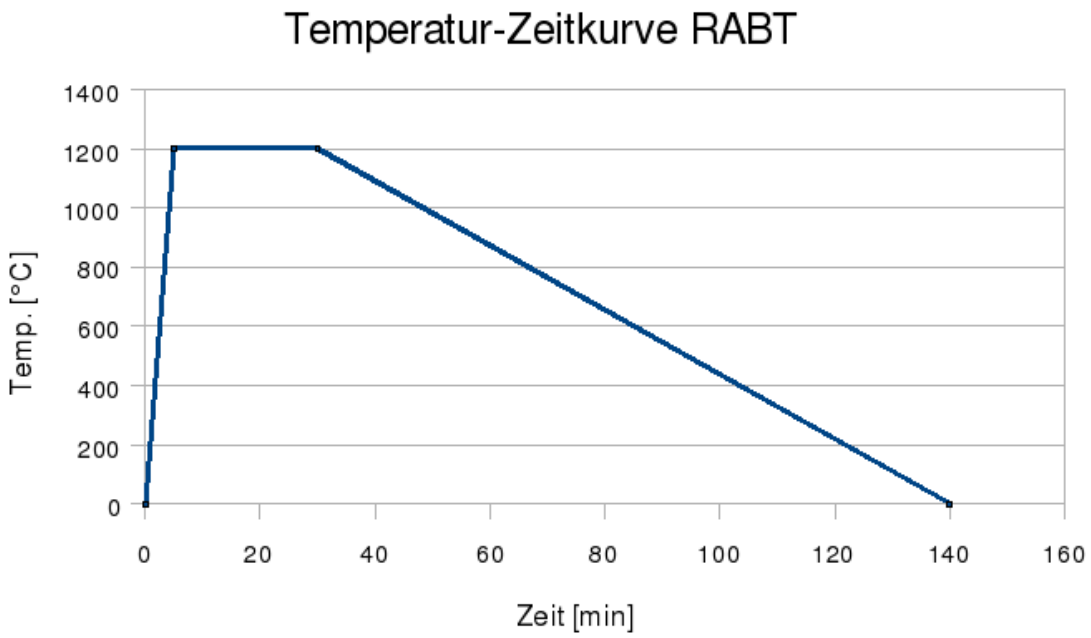


Abbildung 5.2: RABT Temperatur-Zeit-Kurve

Die Kurve wurde auf Grundlage von Großbrandversuchen mit etwa 100 MW entwickelt. Die schnelle Brandentwicklung soll das Brandszenario eines verunglückten und in Brand geratenen Tanklastzugs erfassen. Die Temperatur-Zeit-Kurve wird als geschlossene Brandkurve bezeichnet, da die Temperaturen nach 30 Minuten abklingen und nach 140 Minuten auf den ursprünglichen Wert abgefallen sind. Dieser Verlauf suggeriert eine wirksame Brandbekämpfung die in einigen Fällen realer Brandereignisse erst zu späteren Zeitpunkten einsetzte. Allerdings kann dann davon ausgegangen werden, dass der Brand weitere Teile des Tunnels erfasst hat, und an der ursprünglichen Stelle nicht mehr mit selber Intensität wirkt, da nur eine begrenzte Luftmenge zur Verfügung steht. In solchen Fällen ist mit örtlichen Verschiebungen des Brandherdes und

Überspringen auf andere Fahrzeuge zu rechnen. Diese Effekte sind mit derartigen Kurven nicht zu erfassen. Über Großbrandversuche ist nachgewiesen worden, dass die Temperaturverläufe realer Brandereignisse durchaus hinreichend genau über die RABT-Kurve erfasst werden können. Wie bereits erwähnt wurde, ist eine Bemessung für sehr lange Brandereignisse ohnehin nicht wirtschaftlich zu führen. Dieses Restrisiko ist gesondert zu betrachten.

EBA-Kurve

Die Richtlinie des Eisenfahrt-Bundesamtes (EBA-RL) "Anforderungen des Brand- und Katastrophenschutzes an den Bau und Betrieb von Eisenbahnanlagen" setzt eine Brandgastemperaturkurve aufbauend auf der RABT-Kurve für die Bemessung des baulichen Objektschutzes und der betrieblichen Anlagen an. Die Vollbrandphase wurde dabei um 30 Minuten verlängert. Die Stützstellen der Kurve ergeben sich wie folgt:

Zeit [min]	0	5	60	170
Temperatur [°C]	0	1200	1200	0

Graphisch stellt sich der Verlauf der Kurve wie in Abbildung 5.3 zu sehen ist dar.

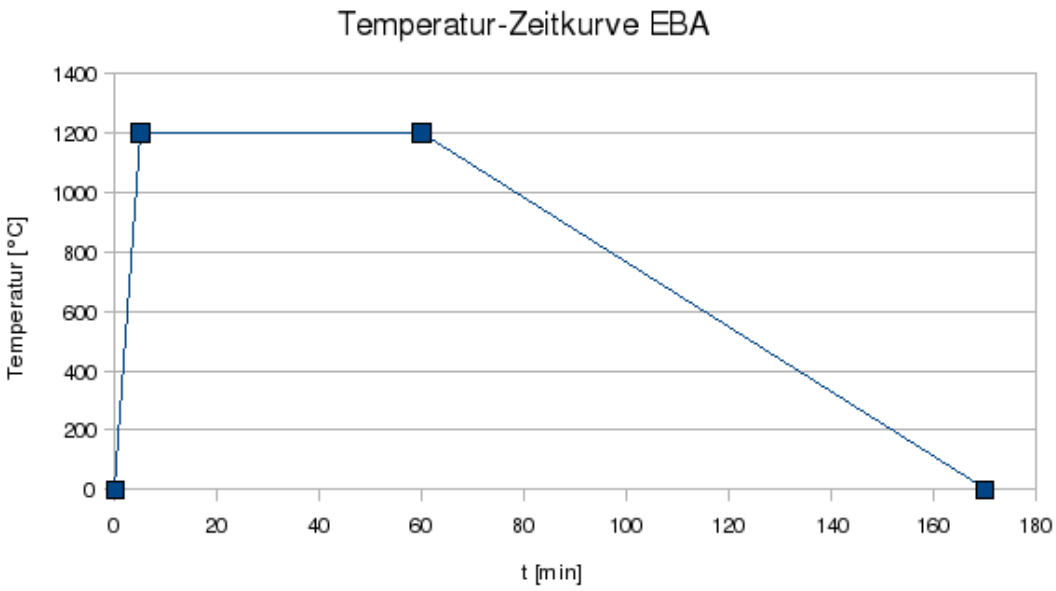


Abbildung 5.3: EBA Temperatur-Zeit-Kurve

Mit der EBA-Kurve, die für alle Neubauten von Eisenbahntunnel anzusetzen ist, soll der Brand eines stählernen Waggons erfasst sein. Die Brandausbreitung über mehrere Waggons ist mit der Kurve nur zum Teil abgedeckt. Auch hier gilt der Grundsatz, dass ein Bemessungsfeuer nur für den Brand einzelner Fahrzeuge oder Waggons auszulegen ist. Die EBA-Kurve gilt für Schienentunnel der Deutschen Bahn AG, und ist somit quasi eine private Vorschrift für das Verkehrsunternehmen DB AG.

RWS-Kurve

Die "Rijkswaterstaat-Kurve" (RWS-Kurve) ist ein Ergebnis von Brandtests am Maßstabsmodell mit einer Querschnittsabmessung von 2*2m^2 und 8 m Länge. Dabei wurden 45000 Liter Benzin verbrannt. Die gemessenen Temperaturen von bis zu 1370^o C sind auch anhand verschiedener anderer Großbrandversuche wie dem EU-Firetunn-Projekt [EUR96] nachvollziehbar. Die Zeitdauer von zwei Stunden resultiert aus dem Ansatz eines zu 90 Prozent befüllten Tanklastwagens mit 50m^3 Brandgut, der innerhalb von 2 Stunden ausbrennt. Abbildung 5.4 zeigt graphisch den Verlauf der Kurve.

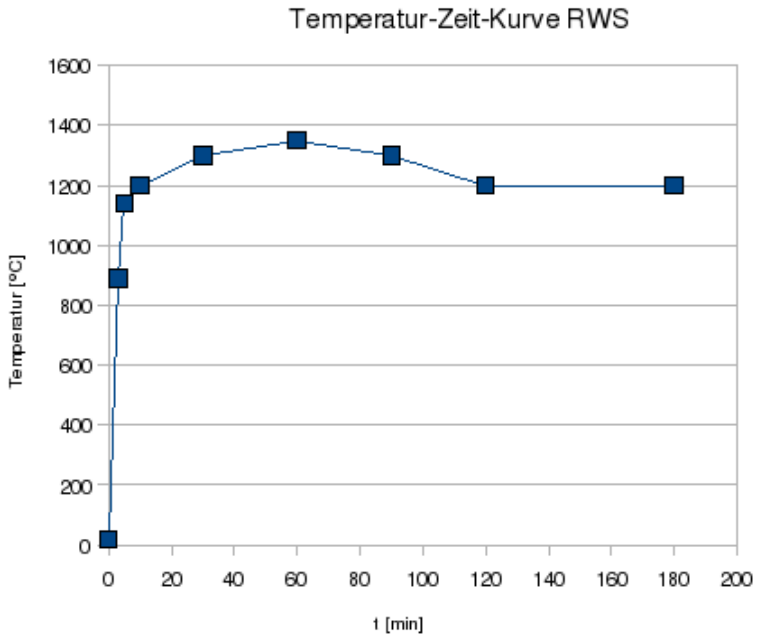


Abbildung 5.4: RWS Temperatur-Zeit-Kurve

Auf eine eventuelle Abklingphase der Temperatur nach 2 Stunden wurde bei der Definition der Kurve nicht eingegangen.

5.2.4 sonstige Brandtemperatur-Kurven

Neben den genannten Temperatur-Zeit-Kurven gibt es weitere Kurven, die die Temperatur des Brandgases am Brandherd als Funktion der Zeit definieren.

Bezeichnung	Funktion T=	Anwendung
Hydrocarbon-Kurve	$1080*(1-0.325*e^{-0.167t}-0.675*e^{-2.5t})+20$	u.a. Eisenbahntunnel in Frankreich
Hydrocarbon-increased-K.	$1280*(1-0.325*e^{-0.167t}-0.675*e^{-2.5t})+20$	RVS-R-L Österreich, Schweiz, Europ. Entwürfe (AIPCR/PIARC)

5.3 Wärmeübergang vom Brandherd auf die Konstruktion

Das vorige Kapitel beschäftigte sich mit der Erfassung von Brandlasten in Tunnelbauwerken in Abhängigkeit von der Nutzung, wie sie in diversen Normen, Richtlinien und Vorschriften formuliert werden. Neben der Möglichkeit eigene dem Tunnelbauwerk spezifisch angepasste Brandszenarien zu entwickeln, wurde aufgezeigt, dass fertige Temperatur-Zeit-Kurven gegeben sind, die für die Bemessung des baulichen Brandschutzes heran gezogen werden können. Dabei handelt es sich, wie bereits erwähnt wurde, um Brandgastemperaturen am Brandherd. Die Kurven treffen also keine Aussage darüber, welche Temperaturentwicklung in Tunnellängsrichtung oder Tunnelquerrichtung zu erwarten sind. Es ist offensichtlich, dass zumindest in Längsrichtung die Temperatur mit zunehmender Entfernung zum Brandherd schnell abklingen dürfte. Auch in Querrichtung sind deutliche Unterschiede über den Tunnelquerschnitt denkbar. So ist im Bereich der Tunnelfirste ein Maximum der Temperatur zu erwarten, wohingegen der Sohlbereich nur gering belastet sein dürfte.

5.3.1 Vereinfachter Ansatz nach BMVIT

Aus Mangel an normativen Bestimmungen in den deutschen Normen und Richtlinien wie RABT oder EBA soll an dieser Stelle auf einen vereinfachten Ansatz gemäß der Richtlinie "Baulicher Brandschutz in Straßenverkehrsbauten" (Richtlinie des BM für Verkehr, Innovation und Technologie) [BMV04] hingewiesen werden, der nach Auffassung des Autors sinnvoll erscheint.

Demnach ist die Gastemperatur, die über die verwendete Temperatur-Zeit-Kurve gegeben ist, der Temperatur der gesamten dem Brand zugewandten Konstruktionsoberfläche gleichzusetzen. Lediglich die Sohlbereiche können als unbelastet angesehen werden. Wenn man bedenkt, dass im Sohlbereich ein Schutz der Konstruktion durch die Fahrbahneinbauten oder das Gleisbett bei Schienentunneln gegeben ist, ist dieser Ansatz gut nachvollziehbar. Selbst bei Entzündung bituminöser Fahrbahnschichten wie im Mont-Blanc Brandereignis beobachtet wurde, kann eine übermäßige Aufheizung des Sohlbereichs praktisch ausgeschlossen werden.

Die Abbildung 5.5 zeigt einen Tunnelquerschnitt des Westabschnitts der Neubaustrecke Wien – St. Pölten. Die Fahrbahnebene liegt in einer Höhe zwischen 1/4 und 1/3 des Tübbing-Durchmessers. Alle darunter liegende Bereiche der Sohle könnten demnach als nahezu unbelastet angesehen werden.

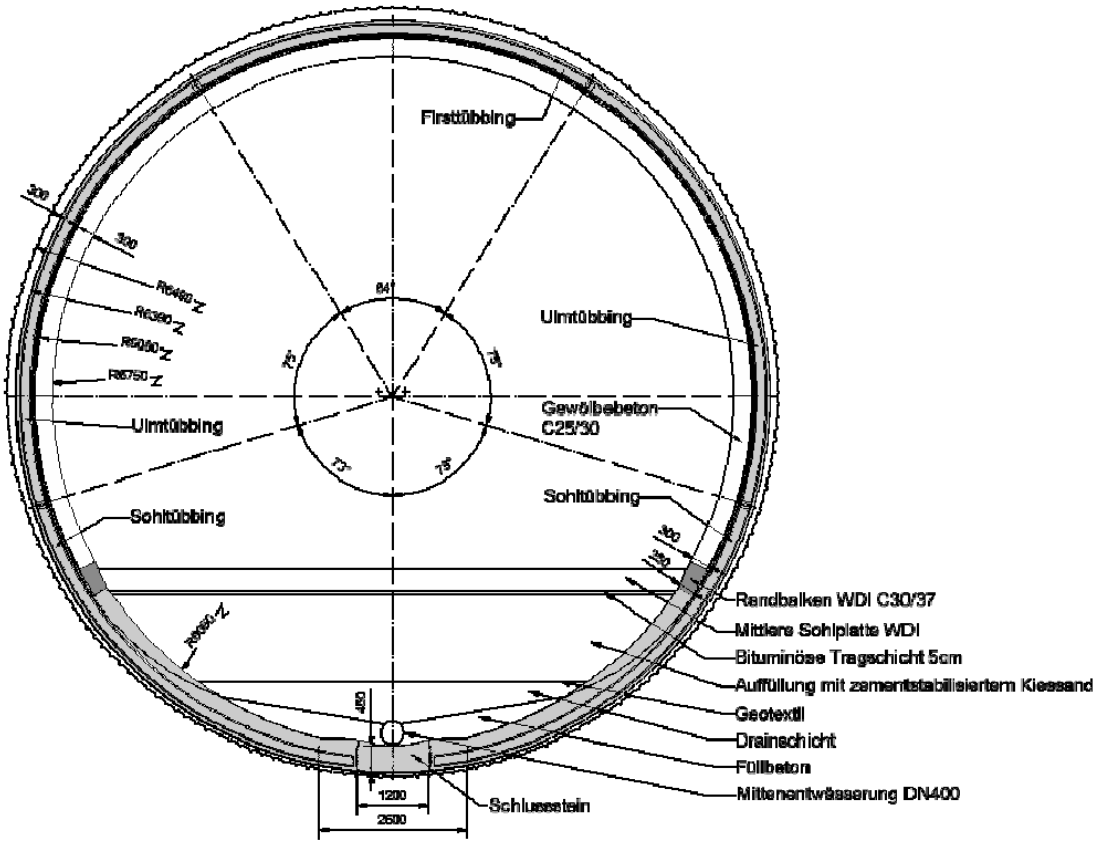


Abbildung 5.5: Regelquerschnitt Westabschnitt Neubaustrecke Wien - St. Pölten

Auf diesen Ansatz wird bei der beispielhaften Bemessung und den vorangestellten Vorbetrachtung noch einmal eingegangen werden.

5.3.2 allgemeiner Ansatz

Da keine näheren Aussagen in den Richtlinien zu finden sind, wie die Brandgastemperaturen auf die Konstruktion zu übertragen sind, soll hier auf die allgemeinen Angaben aus DIN V ENV 1991-2-2 Eurocode 1 - Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 2-2: Einwirkungen auf Tragwerke - Einwirkungen im Brandfall, hingewiesen werden.

Hier werden ganz allgemein die Einwirkungen für den Brandfall festgesetzt. Der vom Brandherd ausgehende Wärmestrom in $[KW/m^2]$ ist in einen Strahlungsanteil und einen Konvektionsanteil aufzuteilen. Die Oberflächentemperatur ist anhand von Konvektion und Strahlung zu bestimmen. Wärmeübertragung thermischer Energie erfolgt grundsätzlich über die drei Methoden Wärmestrahlung, Wärmeleitung und Konvektion. Während die Wärmeleitung nur in Feststoffen oder ruhenden Fluiden auftritt, sind für die Wärmeübertragung vom Brandherd auf die Konstruktion Konvektion und die Strahlung maßgebend. Konvektion ist stets mit dem Transport von Teilchen verbunden, wohingegen Wärmestrahlung elektromagnetische Strahlung umfasst, die jeder Körper emittiert, der eine Temperatur größer dem absoluten Nullpunkt besitzt.

Konvektion

Der Transport von Teilchen, als Grundlage bei der konvektiven Wärmeübertragung, umfasst den Transport der Brandgase vom Brandherd ausgehend. Aufgrund von Dichteunterschieden, natürlichen und oder künstlichen Volumenströmen werden die heißen Bradgase im Raum transportiert und kommen dabei auch mit der Tunneloberfläche in Kontakt. Dabei kommt es zum Wärmeübergang auf die kältere Konstruktionsoberfläche.

Die konvektiven Vorgänge im Brandfall sind relativ komplex, da die Konvektion eine Bewegung von Luftmolekülen voraussetzt. Die Luftbewegung selber ist allerdings neben künstlichen Einflüssen ein Produkt des Wärme- und damit Dichteunterschieds verschiedener Luftschichten im Raum. Erschwerend kommt hinzu, dass es sich bei Luft um ein kompressibles Gas handelt, mit stark temperaturabhängiger Dichte.

Die Übertragung interner Energie im Fluid ist die Grundlage der Konvektion und kann gemäß dem Newton'schen Wärmeübergangsgesetz wie folgt erfasst werden:

$$\dot{Q}_k = \alpha_c(\Theta_G - \Theta_m) \tag{5.10}$$

mit:

$\dot{Q}_k$	konvektiver Wärmestrom $[W/m^2]$
α_c	Wärmeübergangskoeffizient $[W/m^2K]$
Θ_g Θ_m	Temperatur im Brandgas, Temperatur an der Bauteiloberfläche in [°C]

Strahlung

Strahlung oder Radiation tritt bei allen Körpern auf, deren Temperatur über dem absoluten Nullpunktes liegt. Die Radiation ist von der Temperatur des Körpers abhängig. Die Strahlung lässt sich über das Stefan-Boltzmann Gesetz erfassen:

$$\dot{Q}_S = \varepsilon_1 * \varepsilon_m * \sigma * (\Theta_g + 273)^4 - (\Theta_m + 273)^4 \tag{5.11}$$

mit:

ε_1	Emissivität des Feuers, $= 0.8$ gemäß NAD zu DIN 1992-1-2
ε_m	Emissivität der Bauteiloberfläche, $= 0.9$ gemäß NAD
σ	Stefan-Boltzmann-Konstante, $\sigma = 5.67 * 10^{-8}$

Netto-Wärmestrom in das Bauteil

Die Anteile aus Strahlung und Konvektion sorgen für einen Netto-Wärmestrom in $[W/m^2]$ in das Bauteil, der sich wie folgt beschreiben lässt:

$$\dot{h}_{net,d} = \gamma_{n,k} * \dot{Q}_k + \gamma_{n,s} * \dot{Q}_s \tag{5.12}$$

Über den Nettowärmestrom in das Bauteil, ausgehend von der Brandquelle, lässt sich die Temperatur an der Oberfläche bestimmen, die sich über die Gesetzmäßigkeiten der Wärmeleitung ins Innere des Bauteils fortsetzt. Streng genommen müsste auch der Wärmeüberganswiderstand

an der Grenzschicht Luft-Oberfläche berücksichtigt werden, allerdings ist der Einfluss sehr gering, so dass vereinfachend Oberflächentemperatur gleich Lufttemperatur direkt an der Oberfläche gesetzt werden kann. Die Berechnung der Zusammenhänge erfolgt am besten in Form einer numerischen Berechnung, da es sich um ein sehr komplexes Problem handelt. Die Strahlung ist abhängig von der Temperatur des Körpers an der Oberfläche, jene wiederum von der Wärmeleitung ins Innere des Körpers. Die Brandtemperatur kann ebenfalls in Zusammenhang mit der Temperatur der Oberfläche gesehen werden. Auch die Oberfläche strahlt Wärme zurück in den Raum, sofern sie durch das Feuer erhitzt wurde und kann zur Entzündung weiterer Brandquellen führen. Die Konvektion ist ebenfalls in Abhängigkeit der Temperaturen sowohl an der Oberfläche als auch am Brandherd zu sehen, da die heißen Gase über Dichteunterschiede infolge des Temperaturprofils im Raum bewegt werden.

Es zeigt sich schnell, dass eine Handrechnung praktisch unmöglich ist. Daher werden heutzutage meist numerische Lösungsansätze für die Berechnung verwendet. Eine Möglichkeit das Problem numerisch zu lösen, stellen sogenannte CFD (computational fluid dynamics) Simulationen dar. Die Lösung der Impulsgleichungen zum Beispiel nach Navier-Stokes gekoppelt mit der Lösung von Potentialproblemen infolge Wärmeleitung und Konvektion erfolgt numerisch. In Kapitel 6.1.1 wird ein kurzer Einblick in eine derartige Simulation gegeben.

Eine genauere Analyse des Verfahrens ist nicht Gegenstand der Arbeit. Die Möglichkeiten derartiger Berechnungsansätze sollte allerdings nicht gänzlich ausgeblendet werden. Im Falle sehr komplexer Randbedingungen kann eine solche Simulation realitätsnahe Aussagen zur Temperatur- und Rauchgasausbreitung ermöglichen. Der Rechenaufwand ist allerdings enorm.

5.4 Hitzeentwicklung im Bauteil

Das folgende Kapitel befasst sich mit den physikalischen Vorgängen im Bauteil über die Dauer der Brandeinwirkung und unmittelbar danach. Wie bereits im vorigen Kapitel dargestellt, geht vom Brandherd thermische Energie aus. Sofern der brennende Festkörper nicht in unmittelbarem Kontakt mit der Bauteiloberfläche der Tunnelkonstruktion steht, findet der Transport der thermischen Energie zunächst über Konvektion und Strahlung statt. Diese Zusammenhänge wurden im vorigen Kapitel erläutert.

Dieses Kapitel befasst sich nun mit dem Transport der thermischen Energie durch das Bauteil selbst. Auch hier gilt der zweite Hauptsatz der Thermodynamik, der besagt, dass der Wärmefluss immer zum Ort des niedrigeren Potentials, sprich der niedrigeren Temperatur fließt. Im Falle unserer einschaligen Tübbingkonstruktion bedeutet dies, dass der Wärmefluss zur Gebirgsseite gerichtet ist. Über die Innenseite der Tübbingkonstruktion, also die brandzugewandte Seite, erfolgt der Wärmeeintrag.

Der Wärmefluss aufgrund des Potentialgefälles zwischen Innenseite und gebirgszugewandter Seite der Tübbingkonstruktion wird auch als Konduktion bezeichnet. Der Mechanismus der Konduktion ist wie die Wärmestrahlung auch, nicht mit dem Transport von Teilchen verknüpft, im Gegensatz zur Konvektion. Für den Transport der thermischen Energie gilt der Energieerhaltungssatz. Thermische Energie geht beim Transport weder verloren, noch wird neue Energie erzeugt.

Formelmäßig lassen sich die Vorgänge der Wärmeleitung mit den Fourier'schen Gesetzen der Wärmeleitung beschreiben. Betrachtet man zunächst den stationären Fall, welcher durch ein über die Zeit konstantes Temperaturgefälle im Körper definiert ist, so lässt sich feststellen, dass der Wärmestrom

$$I = \frac{dQ}{dt} \tag{5.13}$$

proportional zur Querschnittsfläche A und zum Temperaturgradienten $\frac{dT}{dx}$ ist. Es gilt somit:

$$I = \frac{dQ}{dt} = -\lambda * A * \frac{dT}{dx} \tag{5.14}$$

mit der Proportionalitätskonstanten λ in $[W/mK]$. Auch für den instationären Fall $I = \frac{dQ}{dt} \neq const$ gilt die Proportionalität zwischen Wärmestrom und Querschnittsfläche sowie Temperaturgefälle. Das Temperaturgefälle j ist dabei definiert als

$$j = \frac{I}{A} = -\lambda \frac{\Delta T}{\Delta x} \tag{5.15}$$

Für einen differentiell kleinen Abschnitt im Bauteil gilt, unter Beachtung der angrenzenden Elemente:

$$j_L = -\lambda \frac{T_n - T_{n-1}}{\Delta x} \tag{5.16}$$

$$j_R = -\lambda \frac{T_{n+1} - T_n}{\Delta x} \tag{5.17}$$

Aus dem zeitlich veränderlichen Wärmestrom ergibt sich ein Netto-Wärmezufluss in das Element von

$$\frac{\Delta Q}{\Delta t} = A * (j_L - j_R) \tag{5.18}$$

Aus der Wärmezufuhr resultiert eine Temperaturerhöhung von

$$\frac{\Delta Q}{\Delta t} = A * (j_L - j_R) = \frac{\Delta T}{\Delta t} * c * \rho * A * \Delta x \tag{5.19}$$

Setzt man nun die Gleichungen für die Wärmegefälle j_L und j_R ein und löst nach der Temperaturänderung pro Zeiteinheit auf, so ergibt sich:

$$\frac{\Delta T}{\Delta t} = \frac{\lambda(T_{n+1} - T_n) - (T_n - T_{n-1})}{c * \rho * \Delta x^2} \tag{5.20}$$

Betrachtet man differentiell kleine Größen, so ergibt sich für die Temperaturänderung pro Zeiteinheit der Ausdruck gemäß folgender Gleichung:

$$\frac{\delta T}{\delta t} = \frac{\lambda * \delta T}{c * \rho * \delta x^2} \tag{5.21}$$

Die dargestellte Wärmeleitungsgleichung (WLG) gilt in dieser Form allerdings nur für den Fall homogener Randbedingungen. Für die Anwendung der Zusammenhänge im Tunnelbau muss die Gleichung daher um den Term F(x,t) erweitert werden und lautet dann:

$$\frac{\delta T(x,t)}{\delta t} = \frac{\lambda \delta T(x,t)}{c * \rho * \delta x^2} + F(x,t) = a\frac{\delta T(x,t)}{\delta x^2} + F(x,t) \tag{5.22}$$

mit der Temperaturleitfähigkeit a in $[m^2/s]$. Bei dieser Gleichung handelt es sich um eine partielle Differentialgleichung und typisches Beispiel einer parabolischen Differentialgleichung. Diese Gleichungen beschreiben einen Zustand minimaler Energie mit instationären Randbedingungen. Neben der Beschreibung der Wärmeleitung in einem festen Körper können mit diesen parabolischen Differentialgleichungen auch Diffusionen gelöster Stoffe beschrieben werden. Kennzeichnend für die parabolischen Differentialgleichungen ist, dass sie auf ein Anfangsrandwertproblem zurückzuführen sind. Für die räumlichen Randwerte sind daher zu allen Zeiten die Lösungen der Gleichung als räumliche Randbedingungen vorzugeben. Zusätzlich sind neben den räumlichen Randbedingungen auch zeitliche Randedingungen anzugeben, hier als Temperatur zum Zeitpunkt t=0.

Für unser Problem der Heißbemessung von Tübbingkonstruktionen für den Katastrophenfall Brand heißt dass, das als räumliche Randbedingungen (RB) die Temperatur an der Bauteilinnenseite und die der erdzugewandten Seite zu jeder Zeit bekannt sein muss. Des Weiteren ist die Temperaturverteilung zum Zeitpunkt t=0 über den Querschnitt als zeitliche Randbedingung anzugeben. Im Folgenden sprechen wir dabei von der Anfangsbedingung (AB)

Grundsätzlich eignet sich zur Lösung instationärer Potentialprobleme die Methode der finiten Elemente (FEM). Die Wärmeleitfähigkeit a ist für den Werkstoff Stahlbeton ebenfalls eine temperaturabhängige Größe. In den klassischen Gleichungen nach Fourier wird diesem Umstand nicht Rechnung getragen. Im Rahmen einer FEM Berechnung ist es allerdings möglich und

gebräuchlich die Wärmeleitfähigkeit ebenfalls temperaturabhängig anzusetzen.

5.4.1 analytische Lösung der WLG

Wie bereits angedeutet wurde, eignet sich die Methode der finiten Elemente zur Lösung des Wärmeleitungsproblems. Auf Methoden der Umsetzung wird im Folgenden noch eingegangen. Hier soll allerdings auch eine Möglichkeit der analytischen Lösung vorgestellt werden. Einerseits steht damit bei entsprechender EDV-Unterstützung (siehe Kapitel 6.1.2) ein relativ handliches Verfahren zur Kontrolle von FEM-Berechnungen zur Verfügung. Andererseits gestalten sich numerische Lösungen des Wärmeleitungsproblems als sehr rechenintensiv. Zur Darstellung des Verlaufs über den Querschnitt im zweidimensionalen Fall kann die hier dargestellte analytische Lösung daher durchaus sinnvoll sein.

5.4.2 Rand- und Anfangsbedingungen

Wie bereits dargestellt, ist zur Lösung der parabolischen partiellen Differentialgleichung die Definition der Anfangs- und Randbedingungen unerlässlich.

Die Randbedingung ist gleich der Temperatur an der Bauteilinnenseite T(0,t), die dem Brandherd zugewandt ist, sowie die Temperatur T(h,t) an der gebirgszugewandten Seite. Für die Gebirgsseite wird hier angenommen, dass die Temperatur zu Null gesetzt werden kann.

$$T(h,t) = 0$$

Diese Annahme ist natürlich praktisch nicht gegeben. Zum einen liegt die Temperatur im Erdreich meist über Null Grad, des Weiteren kann davon ausgegangen werden, dass sich die Temperaturerwärmung infolge des Brandereignisses bei relativ dünnen Querschnitten bis ins Erdreich fortsetzt. Allerdings ist die Temperaturerhöhung an der Gebirgsseite auch bei relativ dünnen Querschnitten vernachlässigbar gering. Zum anderen ist die Temperatur im Vergleich zur Temperatur des Brandherdes so gering, dass ein Ansatz mit T(h,t)=0 zulässig ist.

Die Randbedingung an der Innenseite, die dem Brand zugewandt ist, kann über den Wärmeeintrag formuliert werden. Der Wärmeeintrag ergibt sich aus den Anteilen Konvektion und Strahlung und ist damit auch eine Funktion von Zeit und Raum, wie bereits erwähnt wurde.

Vereinfachend wird hier die Annahme getroffen, dass die Oberflächentemperatur der Innenseite zu jeder Zeit über eine Temperatur-Zeitkurve definiert ist. Im konkreten Fall wird hier angenommen, dass die Temperatur-Zeit-Kurve, wie sie in der ZTV-ING beschrieben ist (RABT-Kurve), gleich der Oberflächentemperatur gesetzt werden kann. Tatsächlich ist es allerdings so, dass diese Kurve lediglich die Brandgastemperaturen darstellt. Die Oberflächentemperatur der Tunnelinnenseite ist aus Konvektion und Strahlung aus dieser Kurve zu bilden.

Die Randbedingungen für T(0,t) lauten damit, für die drei Abschnitte der RABT-Kurve:

$$T(0,t) = T_0 \quad \text{für} \quad 0 < t \leq t_1$$

$$T(0,t) = T_0 \frac{t_2 - t}{t_2 - t_1} \quad \text{für} \quad t_1 < t < t_2$$

$$T(0,t) = 0 \quad \text{für} \quad t \geq t_2 \tag{5.23}$$

Der Bereich für $t < 5$ min mit steil ansteigender Temperatur wurde bei dieser Betrachtung außer Acht gelassen. Der Einfluss dieses Bereichs kann wohl auch eher vernachlässigt werden. Durch die abschnittsweise Definition der Randbedingungen, muss auch die Lösung der Wärmeleitungsgleichung abschnittsweise erfolgen.

Die Anfangsbedingung lautet: $T(x,0) = 0$

Die Temperatur zum Zeitpunkt 0 wird also über den ganzen Querschnitt zu Null gesetzt.

5.4.3 Lösung der WLG mit homogenen Randbedingungen

Die Formulierung der Randbedingungen im vorliegenden Fall macht deutlich, dass es sich dabei nicht um homogene Randbedingungen handelt, da $T(0,t) \neq 0$. Um den Lösungsweg für Differentialgleichungen dieser Art darzustellen, soll zunächst von homogenen Randbedingungen ausgegangen werden. Erst im nächsten Schritt erfolgt dann die Lösung für die tatsächlichen Randbedingungen.

Anfangsbedingung

$$T(x,0) = f(x) \tag{5.24}$$

Randbedingungen

$$T(h,t) = 0 \tag{5.25}$$

$$T(0,t) = 0 \tag{5.26}$$

Wärmeleitungsgleichung

$$\frac{\delta T}{\delta t} = a \frac{\delta^2 T(x,t)}{\delta x^2} \tag{5.27}$$

Lösungsansatz

Die Lösung der WLG erfolgt mithilfe des Produktansatzes.

$$T(x,t) = X(x)T(t) \tag{5.28}$$

setzt man die Gleichung für $T(x,t)$ bzw. die entsprechenden Ableitungen in die Differentialgleichung ein und erweitert den Ausdruck mit $\frac{1}{T(t)X(x)}$, so ergibt sich:

$$\frac{1}{a}T'(t)X(x) = X''(x)T(t) \tag{5.29}$$

$$\frac{1}{a} * \frac{T'(t)}{T(t)} = \frac{X''(x)}{X(x)} = -\lambda^2 \tag{5.30}$$

Im nächsten Schritt werden die Randbedingungen auf den Produktansatz übertragen.

$$F(0,t) = X(0)T(t) = 0 \implies X(0) = 0 \tag{5.31}$$

$$F(h,t) = X(h)T(t) = 0 \implies X(h) = 0 \tag{5.32}$$

Lösung des Eigenwertproblems

aus der Gleichung

$$\frac{1}{a}\frac{T'(t)}{T(t)} = \frac{X''(x)}{X(x)} = -\lambda^2 \tag{5.33}$$

folgt, dass zwei homogene Differentialgleichungen zu lösen sind

$$X''(x) + \lambda^2 X(x) = 0 \tag{5.34}$$

$$T'(t) + a\lambda^2 T(t) = 0 \tag{5.35}$$

Die erste Lösung des Eigenwertproblems erfolgt für die erste der beiden Gleichung unter Beachtung der Randbedingungen $X(0) = X(h) = 0$ bei festem Wert für t. Mit dem Ansatz $X(x) = e^{kx}$ für die Funktion X und $X = 0$ gemäß erster Randbedingung, lässt sich die homogene Differentialgleichung formulieren zu:

$$(e^{kx})'' + \lambda^2 e^{kx} = 0$$

mit $x = 0$

$$k^2 * 1 + \lambda^2 * 1 = 0$$

Ein Ausdruck dieser Art lässt sich über Reihenentwicklungen nach Fourier lösen.

$$X(x) = C_1 * cos(\lambda x) + C_2 * sin(\lambda x) \tag{5.36}$$

Die Randbedingungen können nun verwendet werden, um die Koeffizienten der Summe zu bestimmen. Der Koeffizient C_1 ergibt sich aus:

$X(0) \longrightarrow x(0) = C_1 * 1 + C_2 * 0 = 0$
$\Rightarrow C_1 = 0$

Aus $X(h) = C_2 * sin(\lambda h) = 0$ erfolgt die Bestimmung des zweiten Koeffizienten. Die triviale Lösung $C_2 = 0$ soll dabei unbeachtet bleiben. Als weitere Lösungen ergeben sich, indem $sin(\lambda h) = 0$ gelöst wird. Daraus folgt:

$$\lambda = \lambda_a = \frac{\pi n}{h} \text{ mit } n = 1, 2$$

Damit ergibt sich die Summe zu:

$$X_n = C_n sin(\frac{\pi n}{h} x)$$

erste Zwischenlösung

Für jedes n aus $n = 1, 2, ...$ liefert der obige Ausdruck jeweils eine Lösung $u_n(x,t) = T_n(t)C_n sin(\frac{\pi n}{h}x)$ der homogenen Differentialgleichung. Für alle n ergibt sich daraus die Lösung als Summenformel zu:

$$u(x,t) = T(x,t) = \sum_{n=1}^{\infty} T_n(t)C_n sin(\frac{\pi n}{h}x) \tag{5.37}$$

Mit der Lösung der ersten beider zu lösenden homogenen Differentialgleichungen ist also ein Ausdruck für $X(x)$ als Lösung der DGL gefunden worden. In der Gleichung ist aber natürlich weiterhin der Ausdruck $T(x,t)$ allgemein formuliert. Hierfür ist die zweite DGL zur Findung eines Ausdrucks als Lösung heranzuziehen.

Lösung der zweiten DGL

Die zweite der beiden zu lösenden homogenen DGL lautet, wie bereits oben beschrieben:

$$T'(t) + a\lambda^2 T(t) = 0$$

Hierbei ist allerdings zu beachten, dass λ den selben Wert annimmt, wie in der Gleichung $X(x)$ und somit schon gegeben ist mit

$$\lambda_n = \frac{\pi n}{h}$$

Als Ansatz zur Lösung der DGL wird wiederum ein Ausdruck der Form $T(t) = e^{kt}$ verwendet. Mit $t = 0$ gemäß der Anfangsbedingung ergibt sich durch einsetzen:

$k + \lambda_n^2 a = 0$
$k = -a\lambda_n^2 = -a(\frac{\pi n}{h})^2$

Damit lässt sich der Ausdruck für $T(t)$ ausdrücken mit:

$$T(t) = e^{-a(\frac{\pi n}{h})^2 t} \tag{5.38}$$

Ergebnis

Für jedes n aus $n = 1, 2...$ hat die Lösung der zwei homogenen DGL nun also einen Lösungsausdruck geliefert, der lautet:

$$u_n(x,t) = e^{-a*(\frac{\pi n}{h})^2*t} C_n * sin(\frac{\pi n}{h}x)$$

Über alle n in Summenformel formuliert ergibt sich daraus:

$$u(x,t) = T(x,t) = \sum_{n=1}^{\infty} C_n * e^{-a*(\frac{\pi n}{h})^2*t} sin(\frac{\pi n}{h}x) \tag{5.39}$$

Die endgültige Lösung der Differentialgleichung setzt nun noch die Bestimmung der Koeffizienten C_1, C_2 vor der Exponentialfunktion voraus. Diese lassen sich unter Verwendung der Anfangsbedingung $F(x,0) = f(x)$ und anschließender Überführung dieser in Fourierreihen bestimmen.

$$\begin{aligned} T(x,0) &= \sum_{n=1}^{\infty} C_n * 1 * sin(\frac{\pi n}{h}x) = f(x) \\ \Longrightarrow C_n &= \frac{2}{h}\int_0^h f(x) sin(\frac{\pi n}{h}x) dx \end{aligned} \tag{5.40}$$

Auf die genaue Herleitung dieser Zusammenhänge soll an dieser Stelle verzichtet werden.

Hiermit ist die Differentialgleichung der WLG gelöst. Mit der Lösung kann der Verlauf der Temperatur über den Querschnitt zu jeder Zeit bestimmt werden. Allerdings unter der Bedingung dass der Differentialgleichung homogenen Randbedingungen zugrunde liegen. Für den zu untersuchenden Fall der brandbelasteten Tübbingkonstruktion trifft diese Vorraussetzung nicht zu. Zur Verdeutlichung des Ablaufs auf der Suche nach einer Lösung der Differentialgleichung wurde zunächst auf eine Differentialgleichung mit homogenen Randbedingungen eingegangen. Im nächsten Abschnitt soll nun auf den Lösungsweg für inhomogene Randbedingungen eingegangen werden.

5.4.4 Lösung der WLG mit inhomogenen Randbedingungen für $t < t_1$

Wie bereits dargestellt wurde, muss die Differentialgleichung abschnittsweise gelöst werden, da die Randbedingungen in den drei Abschnitten $t < t_1$, $t_1 < t < t_2$ und $t > t_2$ unterschiedlich sind. Für den ersten Abschnitt der Temperatur-Zeit-Kurve, für den eine konstante Temperatur von T_0 von 1200 Grad Celsius angesetzt wird, soll hier die Lösung der Wärmeleitungsgleichung dargestellt werden. Für $t < t_1$ findet also ein konstanter Wärmeeintrag in den Querschnitts über die Oberfläche statt.

Die Formulierung der Randbedingungen für diesen Abschnitt führt auf die Ausdrücke

$$T(0,t) = T_0 = \Psi_1(t) \tag{5.41}$$

$$T(h,t) = T_0 = 0 = \Psi_2(t) \tag{5.42}$$

Um eine Lösung der Differentialgleichung zu finden, muss diese allerdings homogen sein. Dies kann über eine Substitution erreicht werden. In ihrer ursprünglichen Form lautet die Differentialgleichung:

$$\frac{\delta T(x,t)}{\delta t} = a\frac{\delta^2 T(x,t)}{\delta x^2} + F(x,t) \tag{5.43}$$

durch die Substitution von $T(x,t)$ nach $S(x,t)$ lautet die Gleichung, die dann der Forderung nach homogenen Randbedingungen genügen soll:

$$\frac{\delta S(x,t)}{\delta t} = a\frac{\delta^2 S(x,t)}{\delta x^2} + F^*(x,t) \tag{5.44}$$

Die Funktion $S(x,t)$ ist dabei folgendermaßen definiert:

$S(x,t) = T(x,t) - [\Psi_1 + \frac{x}{h}(\Psi_2 - \Psi_1)]$
$= T(x,t) - [T_0 + \frac{x}{h}(0 - T_0)] = T(x,t) + T_0(\frac{x}{h} - 1)$

Dass dieser Ausdruck homogene Randbedingungen liefert kann leicht über eine Einsetzprobe kontrolliert werden. Mit $x = 0$ und $T(0,t) = T_0$ ergibt sich dann:

$$S(x,t) = T(x,t) + T_0(\tfrac{x}{h} - 1) = T_0 + T_0(\tfrac{0}{h} - 1) = 0$$

und ebenso für $x = h$ mit $T(x,t) = 0$:

$$S(x,t) = T(x,t) + T_0(\tfrac{x}{h} - 1) = 0 + T_0(\tfrac{h}{h} - 1) = 0$$

Der Term $F^*(x,t)$ ist definiert als:

$$F^*(x,t) = F(x,t) - \Psi_1' - \tfrac{x}{h}(\Psi_2' - \Psi_1') = 0$$

Für den Zeitpunkt $t = 0$ ergibt sich der Ausdruck für $S(x,0)$ unter Verwendung der Anfangsbedingung von T(x,0) mit $T(x,0) = 0$ zu

$$S(x,0) = T_0(\tfrac{x}{h} - 1)$$

Mit der vorgenommenen Substitution nach $S(x,t)$ kann nun eine Lösung der Differentialgleichung gefunden werden.

Lösung der Differentialgleichung

Wie im vorigen Kapitel erläutert stellt der Ausdruck

$$S(x,t) = \sum_{n=1}^{\infty} C_n e^{-a*(\frac{\pi n}{h})^2 * t} sin(\frac{\pi n}{h} x)$$

die gesuchte Lösung der parabolischen Differentialgleichung dar.

Wiederum sind die Koeffizienten C_n vor der Exponentialfunktion zu finden. Dies kann über Verwendung der Anfangsbedingungen geschehen. Wie bereits oben formuliert ergibt sich für die Funktion S(x,0) ein Ausdruck der AB von

$$S(x,0) = T_0(\frac{x}{h} - 1) = \varphi(x) \tag{5.45}$$

eingesetzt in die Lösung der Differentialgleichung ergibt das

$S(x,0) = T_0(\frac{x}{h} - 1) = \varphi(x) = \sum_{n=1}^{\infty} C_n * e^0 * sin(\frac{\pi n}{h} x)$

wie bereits im vorigen Abschnitt ohne Herleitung aufgezeigt, ergeben sich die gesuchten Koeffizienten zu:

$C_n = \frac{2}{h} \int_0^h \varphi(x) sin(\frac{\pi n}{h} x) dx = \frac{2}{h} \int_0^h T_0(\frac{x}{h} - 1) sin(\frac{\pi n}{h} x) dx$

Um C_n zu finden, ist also eine Integration durchzuführen. Diese erfolgt mithilfe der Produktintegration. Allgemein formuliert:

$$\int vu' dx = uv - \int uv' dx \tag{5.46}$$

angewendet auf unser Problem

$$\begin{aligned} \frac{hC_n}{2} &= T_0(\frac{x}{h} - 1)\frac{-h}{n\pi} cos(\frac{n\pi x}{h})|_0^h + \int_0^h \frac{T_0}{h}\frac{-h}{n\pi} cos(\frac{n\pi}{h} x) dx \\ &= T_0(\frac{x}{h} - 1)\frac{-h}{n\pi} cos(\frac{n\pi x}{h})|_0^h - [\frac{T_0}{h}\frac{h^2}{n^2\pi^2} sin(\frac{n\pi}{h} x)|_0^h] \end{aligned}$$

einsetzten und auflösen ergibt

$$C_n = -\frac{2T_0}{n\pi}$$

Endgültige Lösung der Wärmeleitungsgleichung im ersten Abschnitt

nachdem die Koeffizienten über Verwendung der Anfangsbedingungen gefunden wurden, kann die endgültige Lösung der Funktion $S(x,t)$ angegeben werden zu

$$S(x,t) = -\sum_{n=1}^{\infty} \frac{2T_0}{n\pi} e^{-a*(\frac{\pi n}{h})^2 * t} sin(\frac{\pi n}{h} x) \tag{5.47}$$

Gesucht ist allerdings nicht $S(x,t)$ sondern die Funktion $T(x,t)$. Daher erfolgt die Rücksubstitution.

$$T(x,t) = S(x,t) - T_0(\frac{x}{h} - 1) = T_o(1 - \frac{x}{h}) - T_0 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2}{n\pi} e^{-a*(\frac{\pi n}{h})^2 * t} sin(\frac{\pi n}{h} x) \tag{5.48}$$

Interpretation der Funktion

Die Lösung der Differentialgleichung führt auf eine Summenfunktion mit dem Produkt aus Sinusfunktionen und einer Exponentialfunktion. Wobei die Exponentialfunktion eine Funktion der Zeit ist, und der Sinus eine Funktion der Variablen x. Für $x = 0$ und $x = h$ fällt der komplette hintere Term weg und es bleibt lediglich der vordere Ausdruck stehen, der die Definition der Randbedingungen widerspiegelt. Für $t \to \infty$ geht e^{-t} gegen Null. Damit entfällt wiederum der hintere Term und übrig bleibt ein lineares Temperaturgefälle, ausgedrückt durch den vorderen Term. Anschaulich bedeutet dies, das sich stationäre Verhältnisse eingestellt haben. Allerdings ist zu beachten, dass einerseits diese Gleichung nur für $t < t_1$ gilt, da die Brandgaskurve suggeriert, dass die Brandkatastrophe zu einem endlichen Zeitpunkt gelöscht wird. Die Temperatur also wieder auf Null zurückgeht.

5.4.5 Lösung der WLG mit inhomogenen Randbedingungen für $t_1 < t < t_2$

Aus Platzgründen soll auf die Lösung der Differentialgleichung zu diesem Abschnitt der Branddauer, die durch abklingende Temperatur der Bauteiloberfläche gekennzeichnet ist, verzichtet werden. Zu einer Lösung gelangt man, indem man als Anfangsbedingung die Lösung der Differentialgleichung mit dem Ausdruck aus dem vorigen Kapitel zum Zeitpunkt t_1 einsetzt.

$T(x,t_1) = T_o(1 - \frac{x}{h}) - T_0 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2}{n\pi} e^{-a(\frac{\pi n}{h})^2 t_1} sin(\frac{\pi n}{h} x) = \varphi(x)$

Damit lassen sich analog zum vorigen Kapitel die Koeffizienten vor der Exponentialfunktion in der Summengleichung finden. Letztlich führt dies auf folgende Lösung der Differentialgleichung im Zeitabschnitt $t_1 < t < t_2$, die aus [HM08] übernommen wurde:

$$\begin{aligned} T(x,t) &= T_0 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2}{n\pi} [\frac{h^2}{n^2\pi^2 a} \frac{1}{(t_2 - t_1)} * (1 - e^{-a(\frac{\pi n}{h})^2 (t - t_1)}) - e^{-a\frac{n\pi}{h}^2 t}] \\ &\quad * sin(\frac{\pi n}{h} x) + T_0 \frac{t_2 - t}{t_2 - t_1} (1 - \frac{x}{h}) \end{aligned} \tag{5.49}$$

5.4.6 Lösung der WLG mit inhomogenen Randbedingungen für $t > t_2$

Auch für den letzten der drei betrachteten Abschnitte der Temperatur-Zeit-Kurve kann eine Lösung der Differentialgleichung gefunden werden. Analog zum vorigen Kapitel sind hier als Anfangsbedingungen die Lösung der Differentialgleichung zum Zeitpunkt t_2 des vorangegangenen Abschnitts einzusetzen, also für $t_1 < t < t_2$.

Die Lösung wurde aus [HM08] übernommen und lautet dann:

$$T(x,t) = T_0 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2}{n\pi}[\frac{h^2}{n^2\pi^2 a}\frac{1}{(t_2-t_1)} * (1 - e^{-a(\frac{\pi n}{h})^2(t_2-t_1)}) - e^{-a\frac{n\pi}{h}^2 t_2}] * sin(\frac{\pi n}{h}x)e^{-a\frac{n\pi}{h}^2(t-t_2)} \quad (5.50)$$

Hier zeigt sich, dass nur die letzte Exponentialfunktion von t abhängig ist. Alle anderen Terme sind feste Ausdrücke in Abhängigkeit von t_1 , t_2. Sofern $t \to \infty$ geht wird die Exponentialfunktion zu Null und damit konsequenterweise der gesamte Ausdruck zu Null. Die Temperatur im Bauteil geht also nach Abklingen wieder auf den ursprünglichen Wert zurück, wie man es selbstverständlich erwarten würde.

5.4.7 Bewertung der Ergebnisse

Mit den Formeln für die drei Brandabschnitte lässt sich die Temperatur im Bauteil an jeder Stelle des Querschnitts zu jeder Zeit bestimmen. Allerdings unter der Einschränkung, dass mit einer konstanten Wärmeleitfähigkeit gerechnet wird und der ansteigende Ast der Kurve ausgeblendet wurde.

Die Formeln erlauben eine EDV gestützte Umsetzung, wie in Kapitel 6.1.2 erläutert wird. Neben der relativ schnellen Berechnung der Temperaturverteilung steht damit auch ein Werkzeug zur Plausibilitätsuntersuchung von FEM-Berechnungen zur Verfügung. Mit der Kenntnis der Temperatur im Bauteil an jeder Stelle kann nun im Zuge weiterer Betrachtungen auf das Werkstoff- und Systemverhalten eingegangen werden.

Eine Kenntnis der Temperaturverteilung ist unerlässlich, um die Auswirkungen von Brandereignissen auf die Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit der Konstruktion bestimmen zu können.

5.5 Thermisches und mechanisches Materialverhalten im Hochtemperaturbereich

Im Folgenden soll das temperaturabhängige Materialverhalten des Wehrstoffes Stahlbeton im Hochtemperaturbereich untersucht werden. Zur Untersuchung der Auswirkungen von Brandereignissen auf eine Konstruktion ist es unerlässlich, das Materialverhalten im Hochtemperaturbereich zu kennen. Das Materialverhalten soll dabei in thermische und mechanische Eigenschaften unterschieden werden. Als mechanische Eigenschaften sind jene zu bezeichnen, die Festigkeit, Steifigkeit und Formänderung betreffen. Das Kapitel 5.5.6 befasst sich mit der Festigkeitseigenschaft und der Spannungs-Dehnungsbeziehung im Hochtemperaturbereich. Kapitel 5.5.5 behandelt die Wärmeausdehnung. Die Wärmeausdehnung ist eine Eigenschaft zwischen thermischer und mechanischer Art. Zum einen thermisch, da die Wärmedehnung durch die Temperatur induziert wird, zum anderen mechanisch, da aus behinderter Dehnung Spannungen im Querschnitt entstehen. Die thermischen Eigenschaften Dichte, spezifische Wärmekapazität und thermischer Leitfähigkeit, die sich zur Temperaturleitfähigkeit zusammenfassen lassen, werden in den Kapiteln 5.5.1 bis 5.5.4 behandelt. Sie beeinflussen in erster Linie das Temperaturprofil des Querschnitts. Die Wärmeausdehnung ist quasi das Bindeglied zwischen den thermischen und mechanischen Eigenschaften.

In diesem Kapitel soll in erster Linie auf die Erfassung des temperaturabhängigen Materialverhaltens in den einschlägigen Normen eingegangen werden. Die Angaben stützen sich dabei auf DIN EN 1992-1-2 als Bemessungsgrundlage von Betontragwerken im Sonderlastfall Brand. Neben der Sicherstellung der Tragsicherheit soll mit dieser Norm auch die Ausbreitung des Brandes und der Brandgase minimiert werden, indem für wichtige raumteilende Bauteile Feuerwiderstandsfähigkeiten eingefordert wird. Neben vereinfachten Berechnungsverfahren und konstruktiven Regelungen umfasst diese Norm vor allem jene Angaben zum Materialverhalten des Werkstoffes Stahlbeton und Stahl, die als Grundlage einer genauen, allgemeinen Betrachtung und statischen Berechnung für den Sonderlastfall Brand bekannt sein müssen. Für die Bemessungen im Normaltemperaturbereich gelten hingegen die Materialdefinitionen aus EN 1992-1-1 bzw. nach DIN 1045-1.

5.5.1 spezifische Wärmekapazität

Die spezifische Wärmekapazität c_p gibt an, wie viel Energie für die Erwärmung eines kg eines Stoffes um einen Kelvin aufgewendet werden muss, und ist damit ein Maß für die gespeicherte Energie im Werkstoff. Laut Normung darf die spezifische Wärme in[J/kg K] von trockenem Beton mit kalk- und quarzsteinhaltigen Zuschlägen durch die Gleichungen

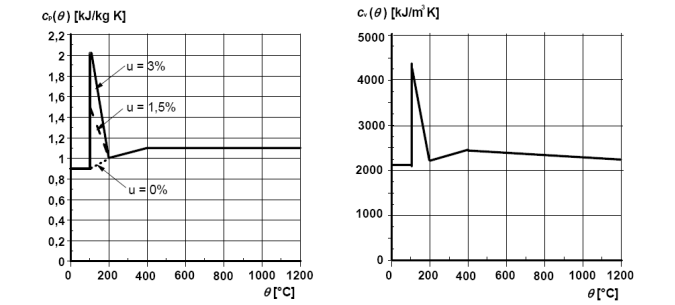
$$
\begin{aligned}
c_p &= 900 && \text{für } 20^0C \leq \Theta \leq 100^0 \text{ C} \\
c_p &= 900 + (\Theta - 100) && \text{für } 100^0C \leq \Theta \leq 200^0 \text{ C} \\
c_p &= 1000 + (\Theta - 200)/2 && \text{für } 200^0C \leq \Theta \leq 400^0 \text{ C} \\
c_p &= 1100 && \text{für } 400^0C \leq \Theta \leq 1200^0 \text{ C}
\end{aligned}
$$

beschrieben werden. Diese Werte gelten für trockenen Beton. Die Betonfeuchte hat einen merklichen Einfluss auf die spezifische Wärmekapazität, da Wasser einen hohen Wert der spezi-

fischen Wärmekapazität c_p aufweist. Zwischen 100^0 C und 115^0 C kommt es zur Verdunstung des ungebundenen Wassers im Beton. Zusätzlich finden Umstrukturierungsprozesse statt, die auch damit zusammenhängen, dass gebundenes Wasser aus der molekularen Struktur ausgetrieben wird. Normativ begegnet man diesem Umstand in der Art, dass bei 115^o Celsius ein konstanter Spitzenwert für c_p in Abhängigkeit von der Betonfeuchte bezogen auf das Betongewicht angesetzt wird und von diesem ein linearer Verlauf auf den Wert bei 200^0 C angesetzt wird. Alle weiteren Bereiche werden durch die Werte für den trockenen Betons ergänzt, wie in den obigen Formeln beschrieben. Als Spitzen-Werte der spezifischen Wärmekapazität bei einer Temperatur von 115^o C sind gemäß Norm folgende Werte anzunehmen:

$$c_{p,peak} = 900 \text{ J/kg K} \quad \text{für Feuchtegehalt von 0 \% des Betongewichts}$$
$$c_{p,peak} = 1470 \text{ J/kg K} \quad \text{für Feuchtegehalt von 1,5 \% des Betongewichts}$$
$$c_{p,peak} = 2020 \text{ J/kg K} \quad \text{für Feuchtegehalt von 3,0 \% des Betongewichts}$$

Abbildung 5.6 ist ein Auszug aus der Norm DIN EN 1992-1-2 (Bild 3.6) und zeigt die Verläufe der spezifischen Wärmekapazität im Hochtemperaturbereich für verschiedene Feuchtegehalte.



a) Spezifische Wärme von Beton mit quarzhaltigem Zuschlag $c_p(\theta)$ in Abhängigkeit von der Temperatur (Feuchtegehalt u = 0, 1,5 und 3 Gew.-%)

b) Räumliche spezifische Wärme von Beton mit quarzhaltigem Zuschlag $c_v(\theta)$ in Abhängigkeit von der Temperatur (Feuchtegehalt u = 3 Gew.-%, Rohdichte 2 300 kg/m³)

Abbildung 5.6: Verlauf der spez. Wärmekapazität nach EC 2 [EC206]

Die spezifische Wärmekapazität des Stahls ist aufgrund seiner geringen Fläche im Vergleich zum Beton von geringer Bedeutung und wird daher nicht betrachtet. Ebenso verhält es sich bei der Bestimmung der Rohdichte und der thermischen Leitfähigkeit. Die Bestimmung der Temperaturprofile erfolgt an einem homogenen Betonkörper.

5.5.2 Rohdichte

Auch die Rohdichte ist ein temperaturabhängiger Wert, auch wenn hier der Einfluss der Temperatur wesentlich geringer ist, im Vergleich zu anderen Materialkonstanten. Mit zunehmender Temperatur verringert sich die Dichte des Werkstoffes. Zum einen wird dies durch die Volumenausdehnung erwirkt, zum anderen durch den Verlust der Betonfeuchte infolge Verdunstung. Normativ sind folgenden Werte festgelegt:

$$
\begin{aligned}
p(\Theta) &= p(20^0C) && \text{für } 20^0C \leq \Theta \leq 115^0 \text{ C} \\
p(\Theta) &= p(20^0C)(1 - 0,02(\Theta - 115)/85) && \text{für } 115^0C \leq \Theta \leq 200^0 \text{ C} \\
p(\Theta) &= p(20^0C)(0,98 - 0,03(\Theta - 200)/200) && \text{für } 200^0C \leq \Theta \leq 400^0 \text{ C} \\
p(\Theta) &= p(20^0C)(0,95 - 0,07(\Theta - 400)/800) && \text{für } 400^0C \leq \Theta \leq 1200^0 \text{ C}
\end{aligned}
$$

Bei 1200^o C hat Stahlbeton also nur noch 88 Prozent seiner ursprünglichen Dichte. Für den Ansatz des Eigengewichts bleibt die Veränderung der Dichte auf der sicheren Seite liegend unberücksichtigt.

5.5.3 thermische Leitfähigkeit

Mit steigender Temperatur nimmt die thermische Leitfähigkeit des Werkstoffes ab. Die thermische Leitfähigkeit beruht vorwiegend auf dem Elektronenfluss. Mit steigender Temperatur nimmt die Schwingung der Moleküle um ihre Ruhelage zu. Anschaulich kann man sagen, dass der freie Zwischenraum in der Molekülstruktur schrumpft, der Elektronenfluss im Werkstoff wird dadurch gestört und die Wärmeleitfähigkeit im Material behindert. Die Wärmeleitfähigkeit ist unter anderem stark von den verwendeten Zuschlagstoffen abhängig. Normativ gibt der Eurocode daher zwei Grenzen der Wärmeleitfähigkeit an. Je nach betrachteter Problemstellung kann die Wärmeleitfähigkeit zwischen den angegebenen oberen und unteren Grenzwerten gewählt werden. Im nationalen Anhang finden sich dazu nähere Angaben wieder.

Oberer Grenzwert der Wärmeleitfähigkeit in [W/mK] für den Bereich zwischen 20^o C und 1200^oC

$$\lambda_c = 2 - 0,2451(\frac{\Theta_c}{100}) + 0,0107(\frac{\Theta_c}{100})^2 \tag{5.51}$$

Unterer Grenzwert der Wärmeleitfähigkeit in [W/mK] für den Bereich zwischen 20^o C und 1200^o C

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136(\frac{\Theta_c}{100}) + 0,0057(\frac{\Theta_c}{100})^2 \tag{5.52}$$

Der Eurocode 2 umfasst im Anhang A auch Temperaturprofile von Platten, Balken und Stützen aus Stahlbeton infolge einer Brandeinwirkung. Bei diesen Temperaturprofilen, die die Temperaturausbreitung im Querschnitt beschreiben, ist der untere Grenzwert der Wärme-leitfähigkeit angesetzt. Dies hat zur Folge, dass das Temperaturgefälle im Querschnitt in den gegebenen Grenzen größtmöglich ausfällt.

Abbildung 5.7 ist ein Auszug aus der Norm DIN EN 1992-1-2 (Bild 3.7) und zeigt anschaulich den Verlauf der thermischen Leitfähigkeit im Hochtemperaturbereich. Die Unterschiede zwischen oberem und unterem Grenzwert kommen vor allem im unteren Bereich der Temperaturspanne zum Tragen. Vor allem zu Beginn der Aufheizung des Querschnitts ist bei Ansatz der unteren Grenze der thermischen Leitfähigkeit zur Bestimmung der Wärmeverteilung im Querschnitt damit zu rechnen, dass der Temperaturgradient im Querschnitt größer ausfällt, als dies bei Ansatz des oberen Grenzwertes der Fall wäre. Damit wird die Krümmung des Querschnitts ein Maximum annehmen.

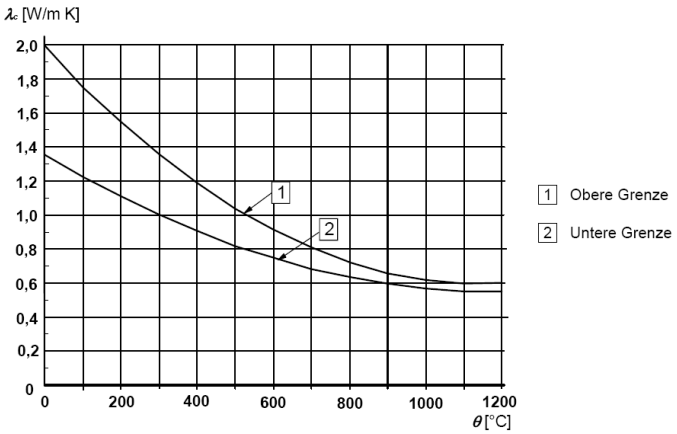


Abbildung 5.7: Verlauf der thermischen Leitfähigkeit nach EC 2 [EC206]

Die Temperaturprofile der Tübbingkonstruktion, die in dieser Arbeit numerisch und analytisch erstellt werden, sind ebenfalls unter Annahme des unteren Grenzwertes gebildet worden.

5.5.4 Temperaturleitfähigkeit

Wie bereits im Kapitel 5.4 im Zusammenhang mit der Wärmeausbreitung im Bauteil beschrieben wurde, wird der Quotient

$$a = \frac{\lambda}{\rho * c_p} \tag{5.53}$$

als Temperaturleitfähigkeit bezeichnet. Der Quotient geht in die Differentialgleichung der Wärmeleitung ein. Da die einzelnen Größen temperaturabhängig sind, ist auch der gesamte Ausdruck temperaturabhängig. Über die zahlenmäßigen Festlegungen bezüglich Rohdichte, thermischer Leitfähigkeit und spezifischer Wärmekapazität in DIN EN 1992-1-2 kann der Wert der Temperaturleitfähigkeit zu jeder Temperatur bestimmt werden. Die folgende Tabelle in Abbildung 5.8 zeigt die Entwicklung der thermischen Materialeigenschaften Rohdichte, thermischer Leitfähigkeit und spezifischer Wärmekapazität im Hochtemperaturbereich nochmals im Überblick. Abbildung 5.9 zeigt den Verlauf graphisch.

Temperatur	Rohdichte ρ(T)	therm. Leitfähigkeit λ(T)	spez. Wärmekapzität c_p	Wärmeleitfähigkeit a
[°C]	*[kg/m³]*	*[W/mK]*	*[J/kg K]*	*λ / (cp*ρ) [m²/s]*
20	2300.0000	1.3330	900.0000	6.44E-07
70	2300.0000	1.2676	900.0000	6.12E-07
120	2297.2941	1.2050	920.0000	5.70E-07
170	2270.2353	1.1453	970.0000	5.20E-07
220	2247.1000	1.0884	1020.0000	4.75E-07
270	2229.8500	1.0344	1070.0000	4.34E-07
320	2212.6000	0.9832	1120.0000	3.97E-07
370	2195.3500	0.9348	1170.0000	3.64E-07
420	2180.9750	0.8893	1100.0000	3.71E-07
470	2170.9125	0.8467	1100.0000	3.55E-07
520	2160.8500	0.8069	1100.0000	3.39E-07
570	2150.7875	0.7700	1100.0000	3.25E-07
620	2140.7250	0.7359	1100.0000	3.13E-07
670	2130.6625	0.7047	1100.0000	3.01E-07
720	2120.6000	0.6763	1100.0000	2.90E-07
770	2110.5375	0.6508	1100.0000	2.80E-07
820	2100.4750	0.6281	1100.0000	2.72E-07
870	2090.4125	0.6082	1100.0000	2.65E-07
920	2080.3500	0.5912	1100.0000	2.58E-07
970	2070.2875	0.5771	1100.0000	2.53E-07
1020	2060.2250	0.5658	1100.0000	2.50E-07
1070	2050.1625	0.5574	1100.0000	2.47E-07
1120	2040.1000	0.5518	1100.0000	2.46E-07
1170	2030.0375	0.5491	1100.0000	2.46E-07
1200	2024.0000	0.5488	1100.0000	2.46E-07

Abbildung 5.8: temperaturabhängige thermische Materialeigenschaften

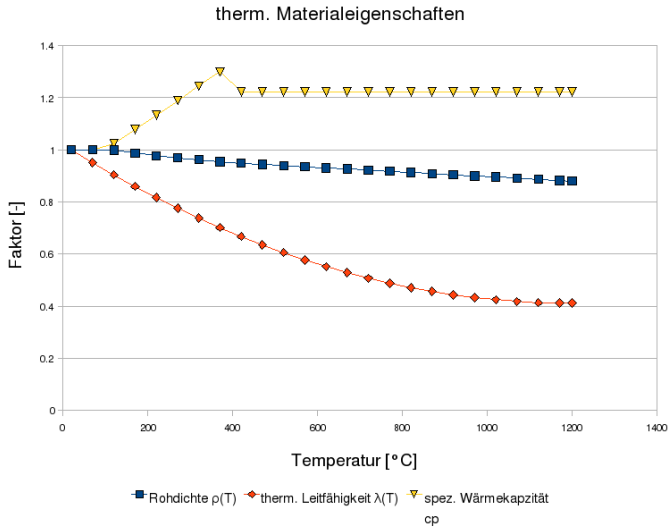


Abbildung 5.9: graphische Auswertung der thermischen Materialeigenschaften

Abbildung 5.10 zeigt den Verlauf der Temperaturleitfähigkeit als Quotient $a = \frac{\lambda}{\rho * c_p}$ der einzelnen Materialeigenschaften im Hochtemperaturbereich.

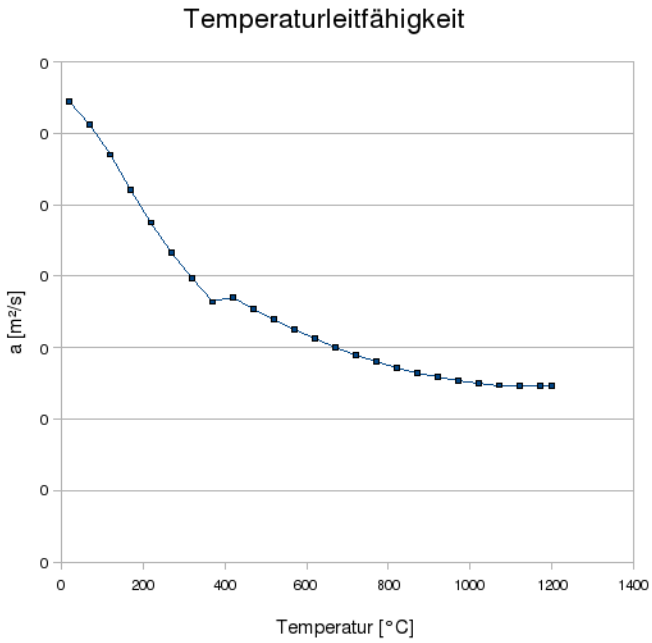


Abbildung 5.10: Temperaturleitfähigkeit a im Hochtemperaturbereich

Es ist erkennbar, dass der Wert der Temperaturleitfähigkeit mit steigender Temperatur abnimmt. Wie bereits oben erwähnt wurde, wird in der Berechnung der Wärmeverteilung im Bauteil allein der Beton aufgrund seines großen Flächenanteils angesetzt. Der Stahl bleibt bei der Berechnung der Wärmeverteilung unberücksichtigt. Daher wurden hier lediglich die thermischen Materialkennwerte des Betons betrachtet.

5.5.5 Wärmeausdehnung

Infolge einer Temperaturerhöhung und der damit zunehmenden Bewegung der Moleküle vergrößert sich das Volumen des Werkstoffes. Bei diesem Vorgang handelt es sich um eine spannungslose Verformung, die allein aus dem molekularen Mehrraumbedarf herrührt. Durch eine Behinderung der Verformung kann es jedoch zu Zwangsschnittgrößen im statischen System kommen. Der Effekt der Wärmeausdehnung bzw. der Volumenvergrößerung infolge Erwärmung wird durch den Wärmeausdehnungskoeffizienten α bzw. γ beschrieben. Zu unterscheiden ist dabei, ob eine lineare Betrachtung der Temperaturausdehnung beschrieben wird, was über den Koeffizienten α erfasst wird, oder ob die Betrachtungen am Volumenelemente durch den kubischen Wärmeausdehnungskoeffizienten γ erfolgen. Der lineare Ausdehnungskoeffizient α in [1/K] beschreibt eine Längenänderung als:

$$\alpha = \frac{L - L_0}{L_0(T_2 - T_1)} = \frac{\Delta L}{L_0 \Delta T} \tag{5.54}$$

drückt also aus, welche Längenänderung bezogen auf die Grundlänge ein Festkörper durch eine Temperaturänderung um 1 Kelvin erfährt. Der kubische Wärmeausdehnungskoeffizient beschreibt hingegen die Volumenvergrößerung bezogen auf das Grundvolumen infolge Temper-

aturänderung um einen Kelvin.

$$\gamma = \frac{1}{V_0}(\frac{\delta V}{\delta T})_p \tag{5.55}$$

Für isotrope Festkörper gilt für den Zusammenhang zwischen linearem und kubischem Koeffizienten ungefähr.

$$\gamma = 3\alpha \tag{5.56}$$

Der Wärmeausdehnungskoeffizient ist dabei stark temperaturabhängig und kann nur für geringe Temperaturänderungen als lineare Konstante begriffen werden. Für unsere Betrachtungen im Hochtemperaturbereich ist eine lineare Annahme des Koeffizienten unzulässig. Auch im Eurocode 2 als Grundlage für die Heißbemessung von Bauteilen wird diesem Umstand Rechnung getragen. Grüneisen zeigte, dass der Quotient aus thermischer Ausdehnung und spezifischer Wärmekapazität temperaturenabhängig ist.

$$\Gamma = \frac{\gamma}{\kappa_T * C_V * \rho} \approx konst \tag{5.57}$$

Für viele Stoffe ist die spezifische Wärmekapazität der maßgebende Einfluss für die Wärmeausdehnung, da Kompressibilität κ und Dichte Θ nur schwach temperaturabhängig sind.

Die Ermittlung des Temperaturausdehnungskoeffizienten erfolgt auf empirischem Weg durch Messungen. Die Messwerte gelten dabei genau für den betrachteten Werkstoff im betrachteten Temperaturintervall.

Fast jeder Werkstoff dehnt sich also unter Temperaturzunahme durch die zunehmende Molekül-Schwingung aus. Die Volumenänderung bzw. Längenänderung ist dabei ebenfalls ein temperaturabhängiger Wert. Für Beton bewegt sich der Wert für die Temperaturausdehnung zwischen 6 und 14 10^-6 1/K. Im Normaltemperaturbereich gilt im Allgemeinen nach Norm DIN 1045-1:2001-07 der Ansatz von 10^-5 für den Wert der Wärmeausdehnung. Neben der Temperaturabhängigkeit variiert der Wert auch je nach Wahl der Zuschlagsstoffe und dem Feuchtegehalt des Betons.

Im Hochtemperaturbereich gilt dieser lineare Zusammenhang nicht mehr. Hier ist die Temperaturausdehnung als Funktion der Temperatur zu sehen. DIN 1992-1-2 definiert daher abschnittsweise den Zusammenhang zwischen Temperatur und Ausdehnung jeweils für quarzhaltige und kalksteinhaltige Zuschläge. So heißt es im Normtext:

- quarzhaltige Zuschläge:

$$\begin{aligned} \varepsilon_c(\Theta) &= -1,8 * 10^{-4} + 9 * 10^{-6}\Theta + 2,3 * 10^{-11}\Theta^3 \quad \text{für} \quad 20^0C \leq \Theta \leq 700^0C \\ \varepsilon_c(\Theta) &= 14 * 10^{-3} \quad \text{für} \quad 700^0C \leq \Theta \leq 1200^0C \end{aligned} \tag{5.58}$$

- kalksteinhaltige Zuschläge:

$$\begin{aligned} \varepsilon_c(\Theta) &= -1,2 * 10^{-4} + 6 * 10^{-6}\Theta + 1,4 * 10^{-11}\Theta^3 \quad \text{für} \quad 20^0C \leq \Theta \leq 805^0C \\ \varepsilon_c(\Theta) &= 12 * 10^{-3} \quad \text{für} \quad 805^0C \leq \Theta \leq 1200^0C \end{aligned} \tag{5.59}$$

Hierbei ist erkennbar, dass ab einer bestimmten Temperatur, zum Beispiel bei 700 Grad Celsius für quarzhaltige Zuschläge, keine Ausdehnung infolge weiterer Temperaturerhöhung stattfindet. In diesem Temperaturbereich kann von einer umfassenden Änderung des Gefüges ausgegangen werden, die weitere Ausdehnungen nicht zulässt. Das Gefüge ist nachhaltig geschädigt.

5.5.6 Elastizitätsmodul

Die Festigkeit sowohl des Werkstoffes Stahl als auch des Werkstoffes Beton nimmt mit zunehmender Temperatureinwirkung ab. Durch die Temperatureinwirkung wird zusätzlich die Spannungs-Dehnungs-Beziehung beeinflusst. Der Zusammenhang zwischen Spannung und zugehöriger Dehnung wird für den elastischen Bereich als Elastizitätsmodul bezeichnet. Der Elastizitätsmodul stellt die Proportionalitätskonstante im Hook'schen Gesetz dar. Sowohl für den Werkstoff Stahl bzw. Betonstahl als auch Beton gilt das Hook'sche Gesetz streng genommen nur in einem begrenzten Bereich. Die Abbildungen 5.11 und 5.12 zeigen exemplarische Spannungs-Dehnungsbeziehungen der Werkstoffe Baustahl und Beton. Abbildung 5.11 ist dabei ein Auszug aus DIN 1045-1 und stellt die Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betons für die Schnittgrößen-Ermittlung mit nichtlinearen Verfahren und die Verformungsberechnung dar.

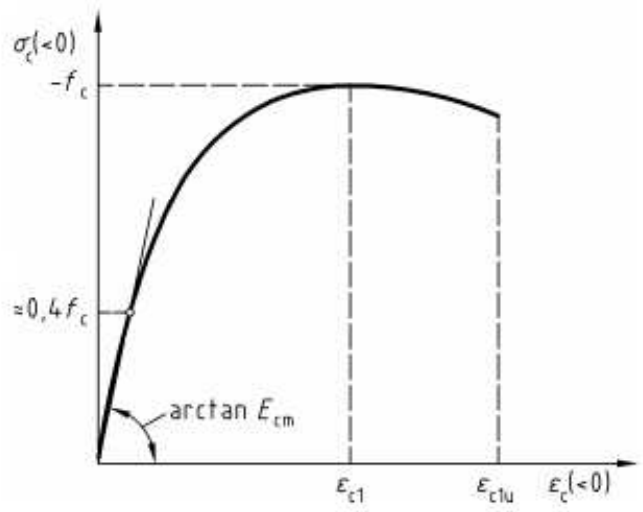


Abbildung 5.11: E-Modul des Werkstoffes Beton nach [DIN08]

Abbildung 5.12 zeigt den Verlauf der Spannungs-Dehnungsbeziehung für den Werkstoff Betonstahl nach DIN 1045-1. Es zeigt sich deutlich, dass sich der Betonstahl bis zu einem gewissen Punkt annähernd elastisch verhält. Nach Überschreiten dieses Punktes, der die Streckgrenze des Stahls darstellt, beginnt der Werkstoff zu fließen und die Verformungen nehmen auch bei nur geringer Lasterhöhung stark zu.

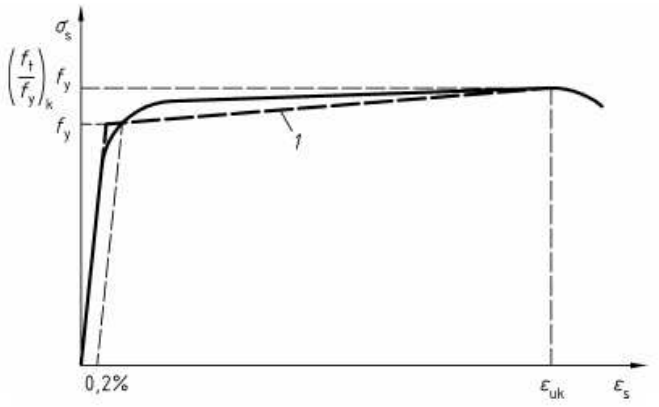
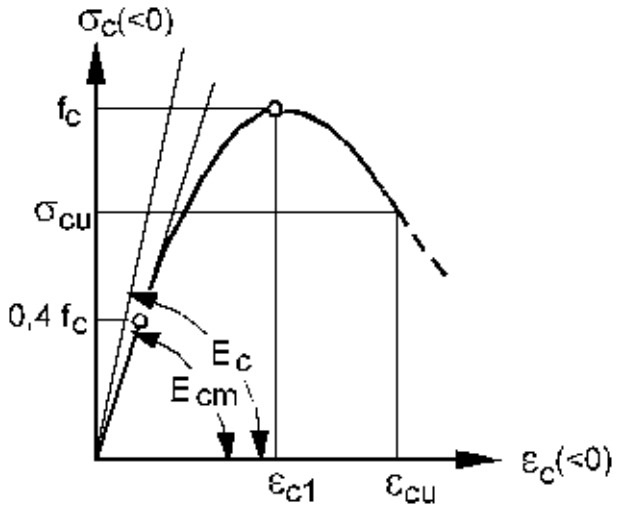


Abbildung 5.12: E-Modul des Werkstoffes Betonstahl nach [DIN08]

Der Werkstoff Beton zeigt hingegen ein deutlich ausgeprägteres nichtlineares Spannungs-Dehnungsverhalten. Deshalb unterscheidet die Normung u.a. in DIN 1045-1 zwischen dem Sekantenmodul E_cm und dem Tangentenmodul E_{c0m}.



Größe und Änderung des Elastizitätsmoduls im Hochtemperaturbereich ist für die Ermittlung der Zwangschnittgrößen bei Temperaturbeanspruchung von großer Bedeutung. Im Zuge einer Temperaturerhöhung möchte sich eine gewisse Verformung bzw. Verlängerung des Querschnitts einstellen. Wird diese Verformung verhindert, führt dies zu Spannungen im Querschnitt entsprechend dem Verhältnis der Spannung zur Dehnung, die durch den Elastizitätsmodul ausgedrückt wird.

Ein großer E-Modul bedeutet dabei, dass eine große Kraft nötig ist um eine gewisse Verformung einzustellen. Im Umkehrschluss bedeutet dies aber auch, dass eine behinderte Verformung bestimmter Größe eine große Spannung zur Folge hat. Wie festgestellt werden kann, fällt der E-Modul mit steigender Temperatur ab. Wird die hier beschriebene temperaturabhängige Modifikation des Elastizitätsmoduls für den Beton vernachlässigt, so liegen die Berechnungen auf der sicheren Seite, da für die behinderten temperaturinduzierten Verformungen zu hohe Werte

für die daraus resultierenden Spannungen im Querschnitt angesetzt werden. Der Betonstahl hingegen wird aufgrund seiner geringeren Fläche einen eher vernachlässigbaren Anteil zur Querschnittsverformung bzw. -verwölbung beitragen. Vielmehr spielen der Steifigkeitsabfall und der Abfall des E-Moduls für die Tragsicherheit und Verformung des gesamten Tragwerks eine Rolle, da im gerissenen Zugbereich fast nur der Stahl die Kräfte aufzunehmen in der Lage ist. Der Steifigkeitsabfall des Betonstahls beeinflusst somit maßgeblich die Dehnungsverteilung im Querschnitt.

Da die Norm DIN 1045-1 als Grundlage der Bemessung von Stahlbetonbauteilen lediglich Aussagen über die Werkstoffeigenschaften im Normaltemperaturbereich macht, sind auch die mechanischen Materialeigenschaften im Hochtemperaturbereich DIN V ENV 1992-1-2 zu entnehmen.

Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betons

Die Entwicklung des Elastizitätsmoduls von Normalbeton kann aus DIN EN 1992-1-2 abgeleitet werden. Da die Spannungs-Dehnungs-Beziehung im Hochtemperaturbereich nicht unwesentlich von der Art der Zuschlagsstoffe abhängt, wird dabei zwischen überwiegend quarzhaltigen und kalksteinhaltigen Zuschlagsstoffen unterschieden. Abbildung 5.13 ist ein Auszug aus der Norm DIN EN 1992-1-2 und stellt die Hauptparameter der Spannungs-Dehnungs-Beziehung dar, anhand derer auf die Entwicklung des Elastizitätsmoduls geschlossen werden kann.

Beton	Quarzh. Zuschläge			Kalksteinhaltige Zuschläge		
Temp. θ	$f_{c,\theta} / f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$	$f_{c,\theta} / f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$
[°C]	[–]	[–]	[–]	[–]	[–]	[–]
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	0,0025	0,0200	1,00	0,0025	0,0200
100	1,00	0,0040	0,0225	1,00	0,0040	0,0225
200	0,95	0,0055	0,0250	0,97	0,0055	0,0250
300	0,85	0,0070	0,0275	0,91	0,0070	0,0275
400	0,75	0,0100	0,0300	0,85	0,0100	0,0300
500	0,60	0,0150	0,0325	0,74	0,0150	0,0325
600	0,45	0,0250	0,0350	0,60	0,0250	0,0350
700	0,30	0,0250	0,0375	0,43	0,0250	0,0375
800	0,15	0,0250	0,0400	0,27	0,0250	0,0400
900	0,08	0,0250	0,0425	0,15	0,0250	0,0425
1 000	0,04	0,0250	0,0450	0,06	0,0250	0,0450
1 100	0,01	0,0250	0,0475	0,02	0,0250	0,0475
1 200	0,00	–	–	0,00	–	–

Abbildung 5.13: Hauptparameter Spannungs-Dehnungs-Beziehung Beton [EC206]

Das Verhältnis $f_{c,\Theta}/f_{ck}$ beschreibt den Festigkeitsabfall im Hochtemperaturbereich. Der Wert $f_{c,\Theta}$ ist gleich der temperaturabhängigen Festigkeit. Der Wert $\varepsilon_{c1,\Theta}$ ist der zur Druckfestigkeit zugehörige Wert der Dehnung bzw. Stauchung da sich die Werte auf druckbeanspruchten Beton beziehen. Abbildung 5.14 stellt den grundsätzlichen Verlauf nach DIN EN 1992-1-2 der Spannungs-Dehnungs-Beziehung dar.

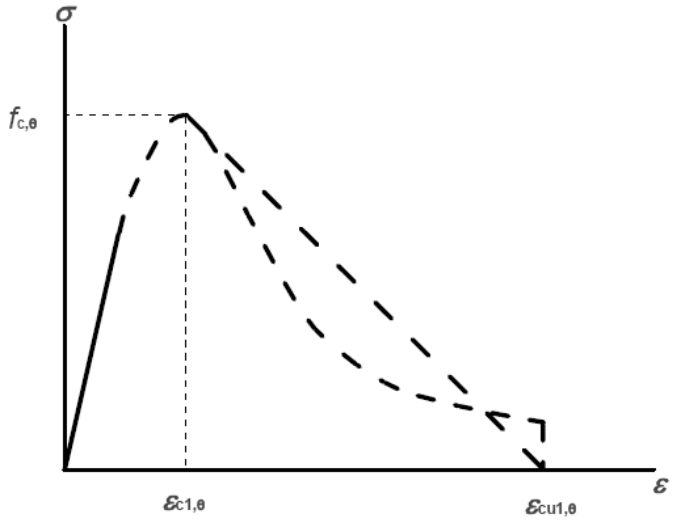


Abbildung 5.14: Allg. Verlauf der $\sigma - \varepsilon$-Beziehung für Beton nach EC 2 [EC206]

Die Werte für den abfallenden Ast der Kurve sind ebenfalls in der Tabelle angegeben. Entsprechend Satz (7) Abschnitt 3.2.2.1 sollte allerdings eine eventuelle Festigkeitszunahme bei abfallenden Temperaturen nicht berücksichtigt werden. Diese Bestimmung erscheint besonders dann sinnvoll, wenn es wie bei Tunnelbränden zu erwarten ist, zu hohen Temperaturentwicklungen gekommen ist und eine nachhaltige Schädigung der Betonstruktur eingesetzt hat. Ein Ansteigen der Festigkeit nach Erreichen der Maximaltemperatur ist demnach unrealistisch.

Die Hauptwerte der Spannungs-Dehnungsbeziehung wurden in eine Tabellen-berechnung übertragen. Der Quotient $(f_{c,\Theta}/f_{ck})/(\varepsilon_{c1,\Theta}/\varepsilon_{c1,0})$ kann als Reduktionsfaktor des E-Moduls in Abhängigkeit der Temperatur aufgefasst werden. Abbildung 5.15 zeigt die Ergebnisse der Auswertung in tabellarischer Form, Abbildung 5.16 zeigt graphisch den Abfall des E-Moduls.

Betontem-peratur θ	$f_{c\theta}/f_{ck}$	$\varepsilon_{ci\Theta}$	$\varepsilon_{ci\Theta}/\varepsilon_{ci0}$	$E_\theta = f_{c\theta}/f_{ck} / \varepsilon_{ci,\Theta}/\varepsilon_{ci,0}$	y=b*m^x
[°C]	*[-]*	*[-]*		***Norm***	***Regression***
20	1.0000	0.0025	1.0000	1.0000	1.1245
100	1.0000	0.0040	1.6000	0.6250	0.7340
200	0.9500	0.0055	2.2000	0.4318	0.4307
300	0.8500	0.0070	2.8000	0.3036	0.2527
400	0.7500	0.0100	4.0000	0.1875	0.1483
500	0.6000	0.0150	6.0000	0.1000	0.0870
600	0.4500	0.0250	10.0000	0.0450	0.0510
700	0.3000	0.0250	10.0000	0.0300	0.0299
800	0.1500	0.0250	10.0000	0.0150	0.0176
900	0.0800	0.0250	10.0000	0.0080	0.0103
1000	0.0400	0.0250	10.0000	0.0040	0.0060
1100	0.0100	0.0250	10.0000	0.0010	0.0035
1200	0.0100	0.0250	10.0000	0.0010	0.0021

Abbildung 5.15: Berechnung des temperaturabhängigen E-Moduls

Die Entwicklung des Reduktionsfaktors zur Erfassung des abfallenden E-Moduls wurde durch eine Regressionsfunktion der Form $f = b * m^{\Theta}$ nachgebildet. Dies entspricht einer exponentiellen Regression. Die Ergebnisse sind durch den orangefarbenen Graphen dargestellt. Für Werte der Temperatur über 150 Grad Celsius liefert die Regression akzeptable Werte.

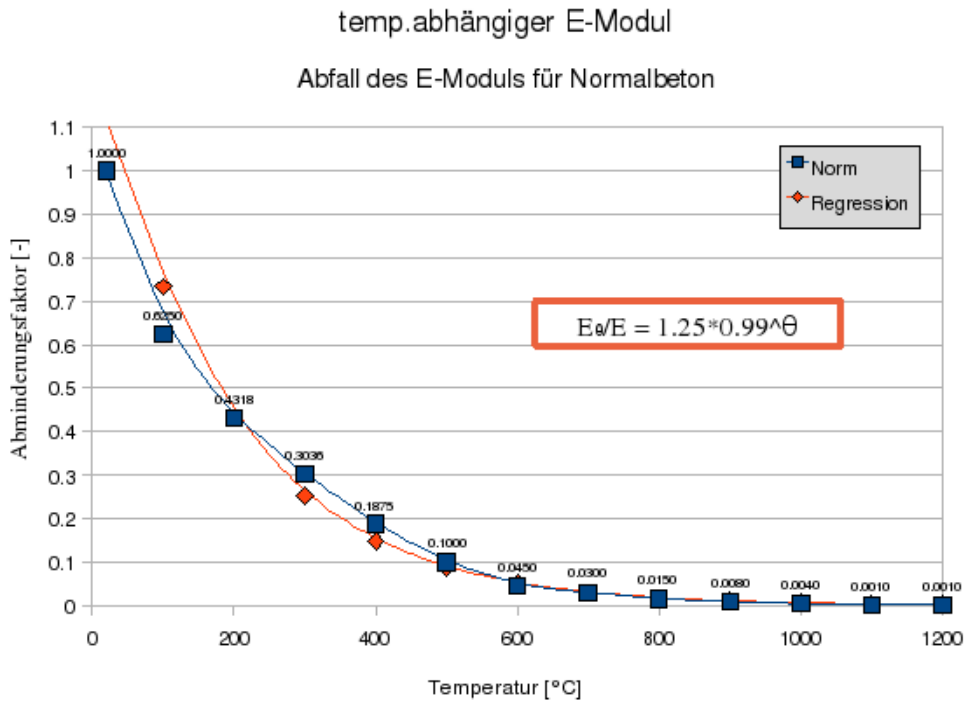


Abbildung 5.16: Verlauf des temperaturabhängigen E-Moduls

Spannungs-Dehnungs-Beziehung Betonstahl

Die Beziehungen zwischen Spannung und Dehnung des Betonstahls sind normativ in DIN EN 1992-1-2 im Abschnitt 3.2.3 dargestellt. Die Hauptwerte der Spannungs-Dehnungs-Beziehung sind Tabelle 3.2a zu entnehmen. Werte nach Tabelle 3.2b sollten nur verwendet werden, sofern die Festigkeit bei erhöhten Temperaturen durch Versuche nachgewiesen ist.

Stahltemperatur	$f_{sy,\theta} / f_{yk}$		$f_{sp,\theta} / f_{yk}$		$E_{s,\theta} / E_s$	
θ [°C]	w.-gewalzt	kaltverformt	w.-gewalzt	kaltverformt	w.-gewalzt	kaltverformt
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	0,96	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,81	0,92	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,61	0,81	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,42	0,63	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,36	0,44	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,18	0,26	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,07	0,08	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,05	0,06	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,04	0,05	0,07	0,05
1 000	0,04	0,05	0,02	0,03	0,04	0,03
1 100	0,02	0,03	0,01	0,02	0,02	0,02
1 200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Abbildung 5.17: Hauptparameter Spannungs-Dehnungs-Beziehung Betonstahl [EC206]

Die graphische Auswertung des abfallenden Elastizitätsmoduls für den Betonstahl bei hohen Temperaturen ist in Abbildung 5.18 für warmgewalzte und kaltverformte Stähle entsprechend den Angaben in Tabelle 3.2a zu sehen.

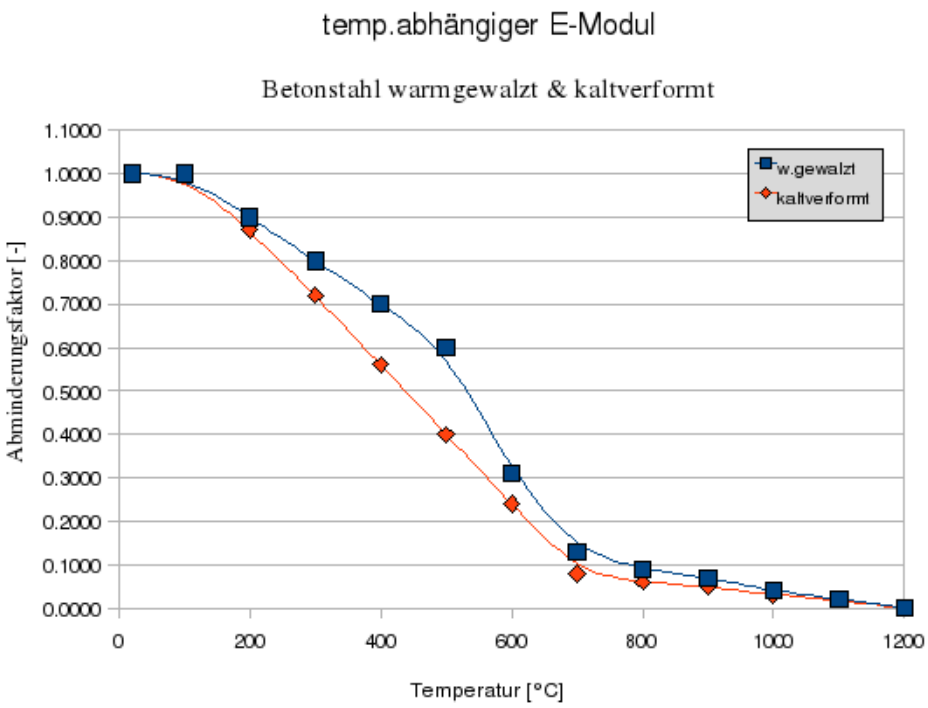


Abbildung 5.18: Verlauf des temperaturabhängigen E-Moduls für Betonstahl

Auch für den Betonstahl zeigt sich also ein deutlicher Abfall des Elastizitätsmoduls bei hohen Temperaturen. Vor allem im unteren Bereich der Temperatur erfolgt allerdings der Abfall des E-Moduls weniger ausgeprägt, wie dies beim Beton der Fall ist.

Zusammenfassung zur Spannungs-Dehnungs-Beziehung

Die Analyse der E-Moduli für Beton und Betonstahl im Hochtemperaturbereich zeigt einen deutlichen Abfall des Elastizitätsmoduls für beide Werkstoffe. Bei der Berechnung der Schnittgrößen aus behinderter Verformung infolge Temperatureinwirkung wie dies im statischen System des Tunnels auftreten wird, kann demnach davon ausgegangen werden, dass sich die Berücksichtigung des temperaturabhängigen E-Moduls positiv auf die Zwangs-Schnittgrößenentwicklung auswirkt. Zu untersuchen ist indes, ob dem gegenüber ein kritischer Abfall der Tragfähigkeit und Anwachsen der Verformungen des Systems steht, da auch die Festigkeit im Hochtemperaturbereich deutlich zurückgeht.

5.6 mechanische Grundlagen

5.6.1 Statik von Tunnelbauwerken im Allgemeinen

Tunnelbauwerke sind Bauwerke unter der Erde, die einerseits durch die Auflast aus Gebirge, Bebauung oder darbüberliegender Nutzung belastet werden. Andererseits wirken sie selbst natürlich mit ihrem Eigengewicht und über die Lasten aus der Tunnelnutzung auf das Tragwerk ein.

Eine Besonderheit besteht darin, dass das Gebirge sowohl als Belastung als auch als Tragwerk wirken kann. Infolge des Tunnelvortriebs wird im Boden oder Fels ein Hohlraum geschaffen, der im Boden zu Spannungsumlagerungen vom Primärspannungs- zum Sekundärspannungszustand führt. Neben der Belastung auf das unterirdische Bauwerk bildet der Boden auch ein inneres Tragverhalten aus. Es ist also stets zu untersuchen, zu welchem Teil die Auflasten auf das Bauwerk anzusetzen sind. Hinzu kommt, dass der Boden kein genormter und homogener Baustoff ist, sondern in seinem Verhalten stark durch seine Entwicklungsgeschichte geprägt ist. Es ist also sehr schwer, das Baugrundverhalten im Planungszustand hinreichend genau zu erfassen.

Eine gute Zusammenfassung der Tunnelbaustatik liefert das Skript der Technischen Universität München - Zentrum Geotechnik [TUM], aus dem einige Darstellungen für die folgende Ausführung entnommen wurden.

Der Seitendruckbeiwert

Eine maßgebliche Größe im Tunnelbau oder auch bei anderen Grundbauwerken, ist der Seitendruckbeiwert K_0. Er beschreibt grob gesagt das effektive Verhältnis aus horizontalen zu vertikalen Spannungen (ohne Porenwasserdruck) und ergibt sich für den erstbelasteten Boden zu:

$$K_0 = \frac{\sigma_x - u}{\sigma_y - u} \tag{5.60}$$

Jaky konnte einen Zusammenhang mit dem Reibungswinkel des Bodens feststellen, der sich vereinfachend folgendermaßen formulieren lässt:

$$K_0 \approx 0.9 * (1 - sin\varphi') \tag{5.61}$$

Häufig liegen sogenannte überkonsolidierte Böden vor. Ein solcher Boden hat in der Vergangenheit höher Spannungen erfahren, als er derzeit aufweist. Dieser Umstand rührt aus der Bewegung der Erdoberfläche durch Hebungen, Senkungen Gletscherbewegungen u.ä. und wird über das Überkonsolidierungsverhältnis OCR beschrieben.

$$OCR = \frac{max.\ \sigma'_z}{\sigma'_z} \tag{5.62}$$

Das OCR stellt also das Verhältnis zur maximalen jemals vorhandenen Vertikalspannung und der derzeitigen Vertikalspannung her. Für überkonsolidierte Böden stellt sich im Gegensatz zum erstbelasteten Boden ein anderer Seitendruckbeiwert ein. Er kann als Funktion des Erdruhedrucks K_0 und des OCR angegeben werden. Nach dem Ansatz von Breth ergibt er sich

zu:

$$K_{0,oc} = K_0\sqrt{OCR} \tag{5.63}$$

Daneben gibt es noch Ansätze von Schmidt, Alpan oder Mayne, auf die hier lediglich verwiesen wird. Der Seitendruckbeiwert beeinflusst sehr stark die Momentesschnittgrößen im Tunnelbauwerk. Ein Seitendruckbeiwert von 1 bedeutet anschaulich, dass die horizontalen Spannungen gleich den vertikalen Spannungen sind. Dieses Spannungsverhältnis ist eher günstig für die Tunnelbemessung. Ist der Wert K_0 unter 1, nehmen die Momente in der Regel zu, aufgrund der ungleichmäßigen Belastung in vertikaler und horizontaler Richtung.

Bei annähernd homogener Isotropie von Festgesteinen kann der Seitendruckbeiwert über die Querdehnzahl υ ermittelt werden:

$$K = \frac{\upsilon}{1-\upsilon} \tag{5.64}$$

Für Granit ist die Querdehnzahl zwischen 0.14 und 0.10 angesiedelt. Zum Vergleich Beton im Zustand I hat ungefähr eine Querdehnzahl von 0.20.

Belastungsansätze

Die vertikalen Belastungen bzw. Einwirkungen auf einen Tunnel sind vorwiegend folgende:

- Bodeneigengewicht
- Wasserdruck
- Bauwerkslasten
- Oberflächenlasten (Verkehrslasten)
- Lasten im Bauzustand (Pressendruck)
- indirekte Lasten aus Temperaturänderungen

Hinzu kommt als Einwirkung natürlich noch das Konstruktionseigengewicht des Tunnels. Aus den vertikalen Lasten kann über den Seitendruckbeiwert die horizontale Last bestimmt werden. Es wurde aber bereits angedeutet, dass nicht alle Lasten in ihrer vollen Größe auf die Konstruktion wirken. Durch Ausbildung eines Tragrings kann der Boden Teile der Last eigenständig abtragen bzw. umlagern und wirkt somit auch als Tragwerk. Es ist dabei zwischen Tunneln in Locker- und Festgesteinen zu unterscheiden. Bei Tunneln in Lockergesteinen geht man davon aus, dass erst mit einer Überdeckung in der Größenordnung von zwei- bis dreimal dem Durchmesser die Mitwirkung des Bodens bei der Lastabtragung möglich ist. Im Lockergestein spricht man von einem Druckgewölbe. Terzaghi und Houska untersuchten diese Effekte, die auch als Silotheorie bekannt sind. Terzaghi betrachtete einen absinkenden Streifen im Boden. Nachrutschende darüberliegende Bodenschichten aktivieren den Reibwiderstand. Abbildung 5.19 verdeutlicht das Modell nach Terzaghi.

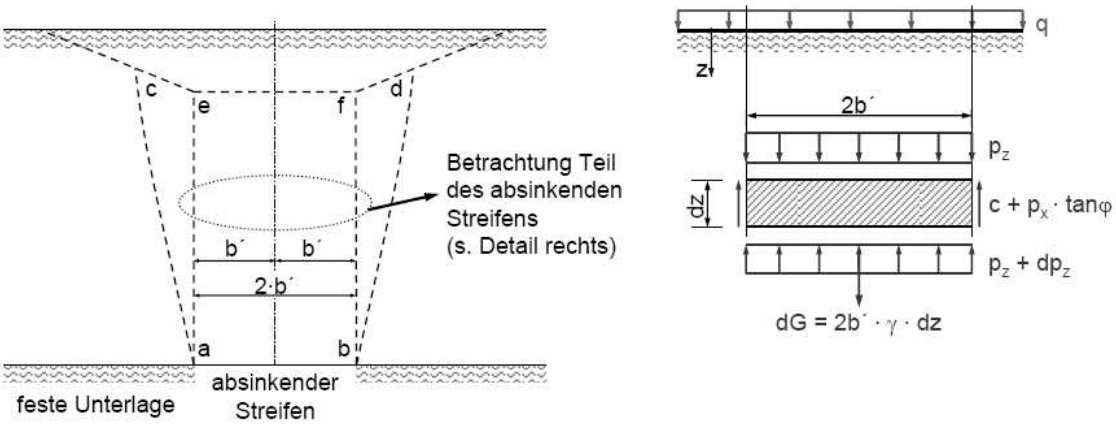


Abbildung 5.19: Modell des absinkenden Bodenstreifens nach Terzaghi aus [TUM]

Über die Betrachtung des Gleichgewichts am absinkenden Streifen kann eine direkte Formel für die vertikale Last auf den Streifen gefunden werden:

$$p_z = \frac{\gamma b' - c}{K_{silo} * tan\varphi}(1 - e^{-K_{silo} * tan\varphi * (z/b')}) + qe^{-K_{silo} * tan\varphi * (z/b')} \tag{5.65}$$

Mit

q	äußere Last an Geländeoberfläche
φ	Reibungsbeiwert
c	Kohäsion
γ	Bodenwichte
K_{silo}	Silo-Seitendruckbeiwert
b'	halbe Ersatzgrabenbreite

Der Wert K_{silo} ist ein versuchstechnisch ermittelter Wert. Den ungefähren Verlauf des Seitendruckbeiwerts über die Höhe ab Tunnelfirste zeigt die folgende Abbildung 5.20.

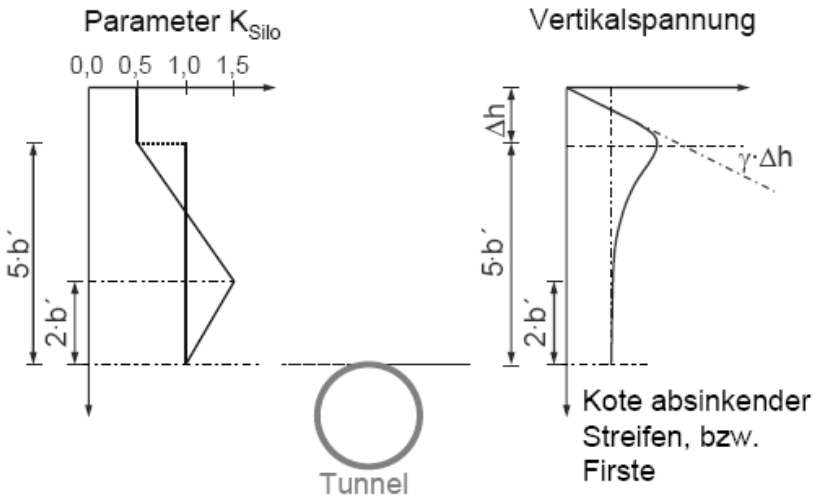


Abbildung 5.20: Verlauf des Seitendruckbeiwerts K_{silo} über die Höhe aus [TUM]

Des Weiteren ist in der Abbildung die Vertikalspannung ab Höhe der Tunnelfirste dargestellt (rechtes Bild). Es ist zu erkennen, dass ab einer Höhe von ungefähr 5-mal der halben Ersatzgrabenbreite der Verlauf der Vertikalspannung linear ist. Das bedeutet, ab dieser Höhe ist die Wirkung des Gewölbes nicht mehr festzustellen. Der Boden zeigt seine "gewohnte" lineare Spannungszunahme mit der Tiefe. Darunter und bis zur Firsthöhe nimmt die Vertikalspannung einen Grenzwert an. Eine weitere Spannungszunahme ist somit nicht mehr zu erkennen, da ein Teil der Spannung über das Gewölbe abgetragen wird.

Terzaghi entwickelte eine Formel zur direkten Berechnung der horizontalen Belastung auf den Tunnel.

$$p_x = (p_{z,z=h} + \gamma * z') * tan^2\alpha - 2 * c\, tan(\alpha) \tag{5.66}$$

Mit der Höhe z' als Tiefe ab Tunnelfirste. Abbildung 5.21 zeigt den Verlauf der horizontalen Spannung, es ist zu erkennen, dass die horizontale Spannung mit zunehmender Tiefe einen konstanten Wert annimmt.

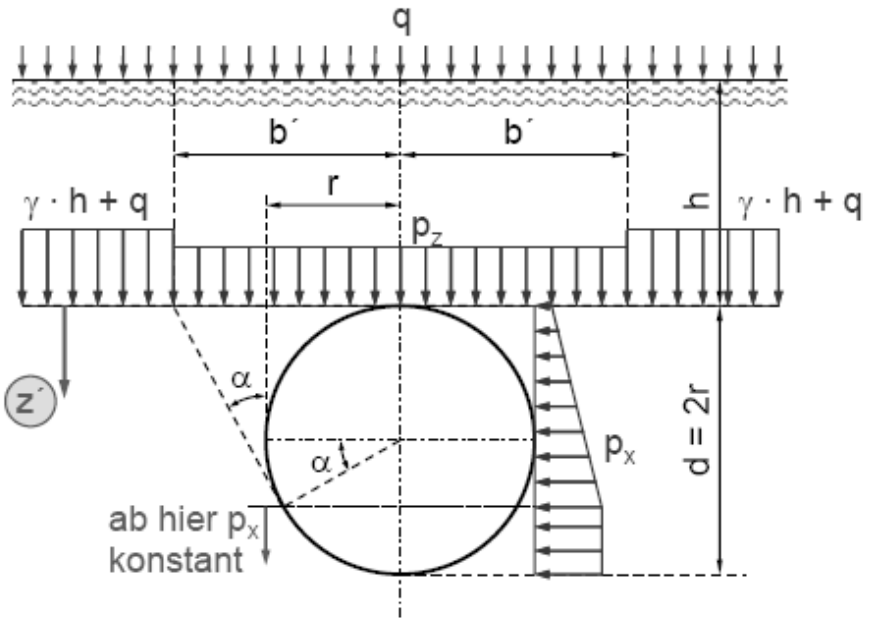


Abbildung 5.21: Horizontale Spannungen nach Terzaghi aus [TUM]

Nach Houska wurde die Theorie etwas verändert, mit dem Ansatz einer Umlagerung vertikaler Lasten auf Höhe der Tunnelfirste auf Bereiche neben dem Tunnel, führt dies zu höheren horizontalen Lasten und damit im allgemeinen zu günstigeren Schnittgrößen. Weiter soll auf die Theorie nach Houska nicht eingegangen werden.

Berechnungsmodelle

Für die Berechnung von Tunneltragwerken, deren Tragfähigkeit und Verformungen, kommen verschiedene Tragwerksmodelle zum Einsatz. Zur Auswahl stehen einfachere Modelle als Rahmentragwerke, aber auch dreidimensionale Modelle auf Basis der Finiten Elemente. Welches Modell zum Einsatz kommt, hängt stark davon ab, wie realitätsnah die Ergebnisse sein sollten und wie komplex die Randbedingungen sind. Komplizierte FEM-Modelle zeichnen sich durch einen enormen Rechenaufwand aus.

Die folgende Auflistung zeigt eine Auswahl der möglichen Modelle. Es kann eine Modellierung des Tunnel erfolgen als:

- Rahmen- oder Bogentragwerke
- elastisch gebetteter Stabzug mit Verbund zum Gebirge
- Hohlraum im Kontinuummodell
- numerische Berechnung mit Finiten Elementen
- Kennlinienverfahren

Beim Rahmentragwerk wie in Abbildung 5.22 wird die Belastung auf den Tunnel ermittelt und auf den Rahmen angesetzt, der nicht im Verbund mit dem Gebirge steht. Dieses Modell kann in der Regel nur als grobe Näherung und Kontrolle einer ausführlichen Berechnung dienen.

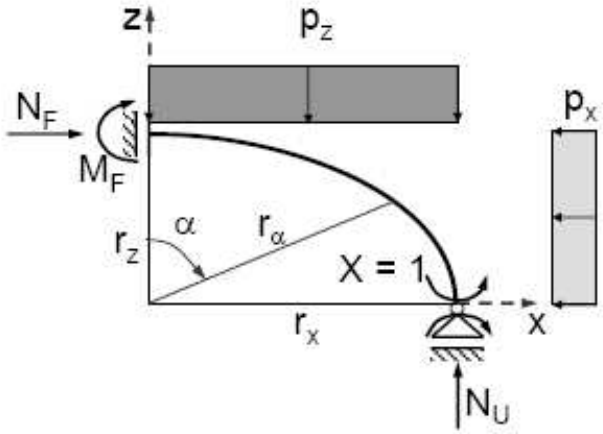


Abbildung 5.22: statisches Modell des Rahmentragwerks aus [TUM]

Die analytische Berechnung des Tunnels als Hohlraum im Kontinuum betrachtet eine unendlich große Scheibe mit Loch. Es handelt sich also um eine zweidimensionale Betrachtung. Sofern keine Plastifizierungen in den Randbereichen (am Kreisumfang) auftreten kann linear-elastisch nach der Elastizitätstheorie, wie in Abbildung 5.23 dargestellt gerechnet werden. Bei Plastifizierungen kann das Modell um ein dickwandiges Rohr als Modell der Plastifizierungszone erweitert werden, wie in Abbildung 5.24 dargestellt ist.

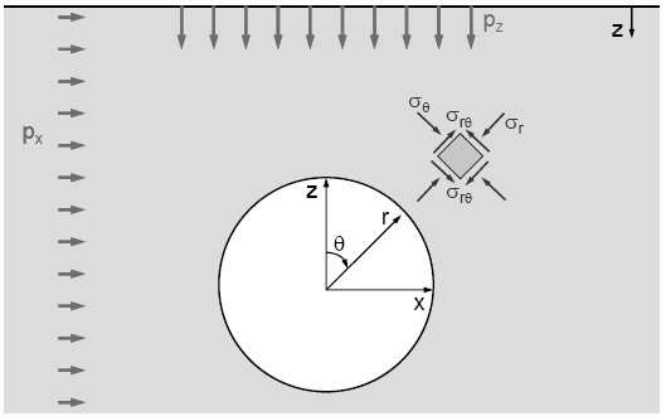


Abbildung 5.23: Tunnel als Hohlraum im Kontinuum aus [TUM]

Die Dicke des Rohrs ist solange anzupassen, bis die Mohr-Coulombsche Grenzbedingung im Boden am äußeren Rand des Rohres wieder eingehalten wird und keine Plastifizierungen eintreten.

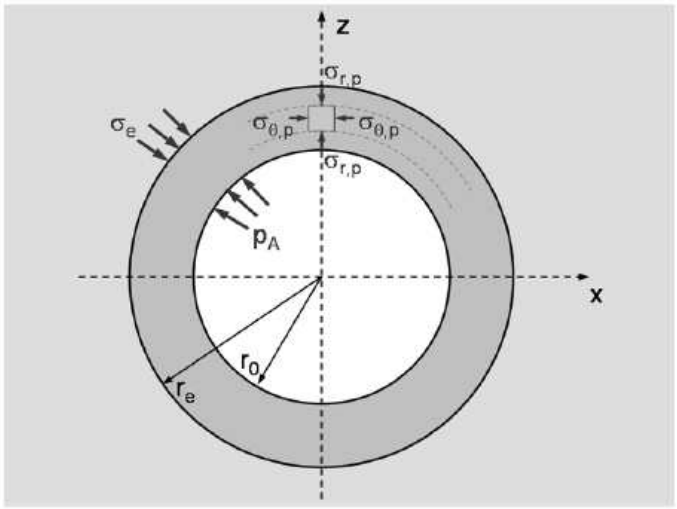


Abbildung 5.24: Modell des dickwandigen Rohrs aus [TUM]

Modelle auf Basis der Finiten Elementen wie in Abbildung 5.25 dargestellt, erlauben es auch, verschiedene Bauzustände in die Berechnung mit einfließen zu lassen. Damit kann die Spannungsumlagerung im Boden aus verschieden Bauzuständen wie zum Beispiel bei Teilausbrüchen simuliert werden. Der Rechenaufwand steigt allerdings schnell sehr stark an.

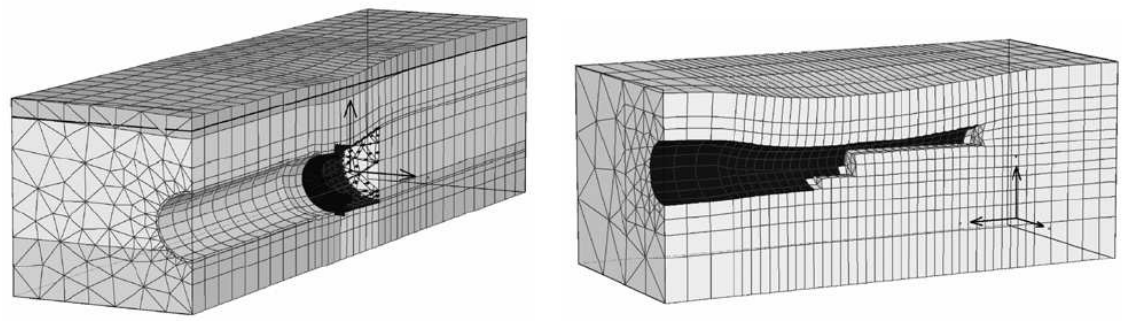


Abbildung 5.25: FEM-Modelle im Tunnelbau aus [TUM]

Etwas näher soll auf das Modell des gebetteten Stabzuges mit Verbund zum Gebirge eingegangen werden, da dieses Modell auch einigen Auswertungen dieser Arbeit sowie der Beispielbemessung zugrunde liegt. Man denkt sich den Tunnelausbau als Stabzug diskretisiert. Die Reaktion mit dem Boden wird nach dem Bettungsmodulverfahren aus der Bodenmechanik mittels Federn erfasst. Ihre Hauptrichtung verläuft radial, eventuelle Rotationen des Systems können über zusätzliche tangentiale Steifigkeiten erfasst werden. Die Federn sind nur in der Lage Druckkräfte zu übertragen, und versagen auf Zug. Dadurch ist eine iterative Berechnung notwendig. Der Bettungsmodul ist definiert als Quotient aus Spannung durch Verformung.

$$k_s = \frac{\sigma}{s} \tag{5.67}$$

Der Bettungsmodul ist keine Boden-Konstante sondern eine Systemgröße, die von den Steifigkeitssverhältnissen und geometrischen Größen abhängt. Es ist zu beachten, dass die angreifenden äußeren Lasten zunächst nicht im Gleichgewicht stehen, sondern erst über Verformungen und dadurch aktivierte Betungsreaktionen ins Gleichgewicht gesetzt werden. Die Berechnung liefert also immer auch Aussagen über die zu erwartenden Verformungen.

Abbildung 5.26 zeigt das zugehörige Modell. Im Bereich der Firste darf nach Empfehlung des Arbeitskreises "Tunnelbau" (Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau) nur eine Bettung angesetzt werden, sofern es sich um einen tiefliegenden Tunnel handelt, bei dem sich ein Druckgewölbe ausbilden kann.

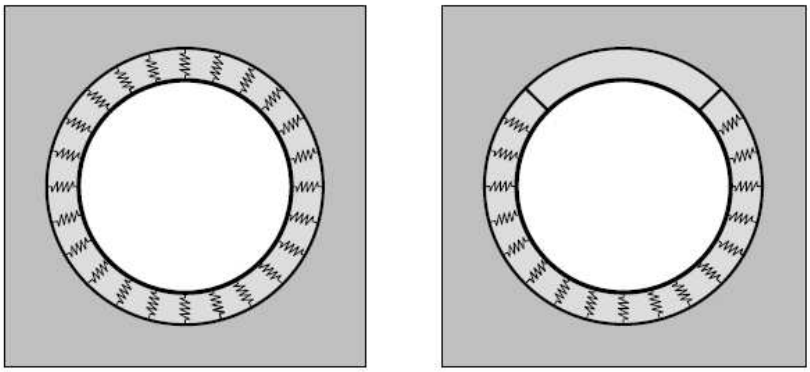


Abbildung 5.26: Stabzugmodell aus [TUM]

Gemäß den Empfehlungen der Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau darf im Lockergestein folgender Ansatz für die radiale Bettung k_r angewandt werden:

$$\begin{array}{ll} \text{bettungsfreie Firste} & k_r = \frac{E_s}{r} \\ \text{allseitige Bettung} & k_r = 0.5\frac{E_s}{r} \end{array}$$

Der Steifemodul E_s kann direkt aus dem E-Modul des Gebirges ermittelt werden aus folgender Gleichung:

$$E_s = \frac{(1-\upsilon)}{(1-2\upsilon)(1+\upsilon)}E \tag{5.68}$$

Aufbauend auf dem Modell wurden Bestimmungstafeln für die Schnittgrößen auf Höhe der Firste. Sohle und Ulme entwickelt, zum Beispiel die Tafeln nach Ahrens, Lindner und Lux.

5.6.2 Statik von einschaligen Tübbingkonstruktionen

Während das vorige Kapitel einen allgemeinen Einblick in die Statik von Tunnelbauwerken lieferte, soll in diesem Kapitel speziell auf die Statik und mechanische Zusammenhänge einschaliger Tübbingkonstruktionen eingegangen werden. Es handelt sich dabei um aus Einzelsegmenten zusammengesetzte Tunnelringe. Die Einzelsegmente, sogenannte Tübbinge, sind Stahlbeton-Fertigteile, die im Schutze des Schildschwanzes der Tunnelbohrmaschine (TBM) montiert

werden. Zwei aufeinanderfolgende Ringe werden üblicherweise um einen halben Stein versetzt eingebaut. Dadurch erfolgt eine Verzahnung des Systems. Abbildung 5.27 zeigt ein solches Segment.

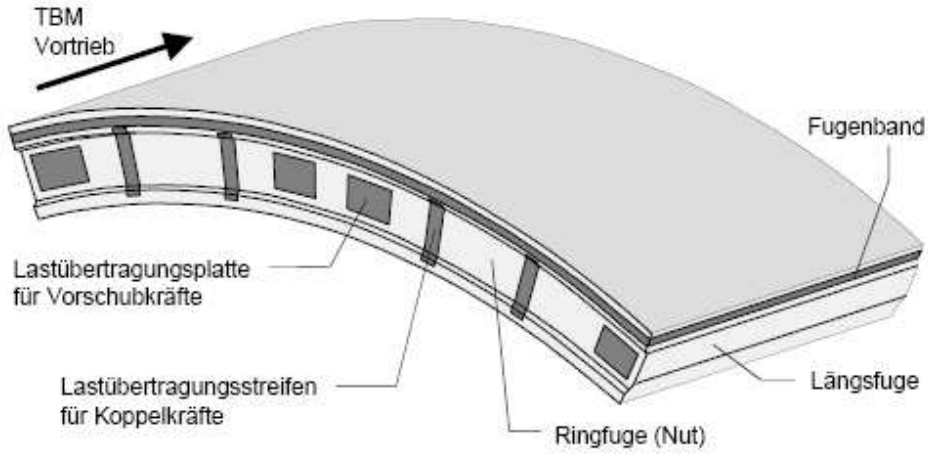


Abbildung 5.27: Tübbingsegment, übernommen aus [WDS$^+$00]

Abbildung 5.28 zeigt schematisch die Montage der Tübbinge während des Vortriebs. Der große Vorteil des Systems der einschaligen Tübbing-Bauweise in Verbindung mit dem maschinellen Tunnelvortrieb ist im Bauablauf zu finden. Die Tübbinge werden im Schutze des Schildschwanzes montiert und anschließend wird der Fugenspalt zwischen Boden und Tübbing mit Einpressmörtel verpresst. Während des Vortriebs stützt sich die TBM mit ihren Pressen gegen den bereits fertiggestellten Tübbing-Ausbau ab. Sobald der Schildschwanz am Tübbing vorbeigefahren ist, weist der Ring schon fast seine Endfestigkeit auf und ist beinahe voll tragfähig. Damit ist eine wirtschaftliche Bauweise gegeben, die gleichzeitig ein hohes Maß an Sicherheit während des Baufortschritts bietet. Vor allem in Lockergesteinen, die selbst keine Standsicherheit beim Abbau aufweisen, hat dieses Bauverfahren an Bedeutung gewonnen.

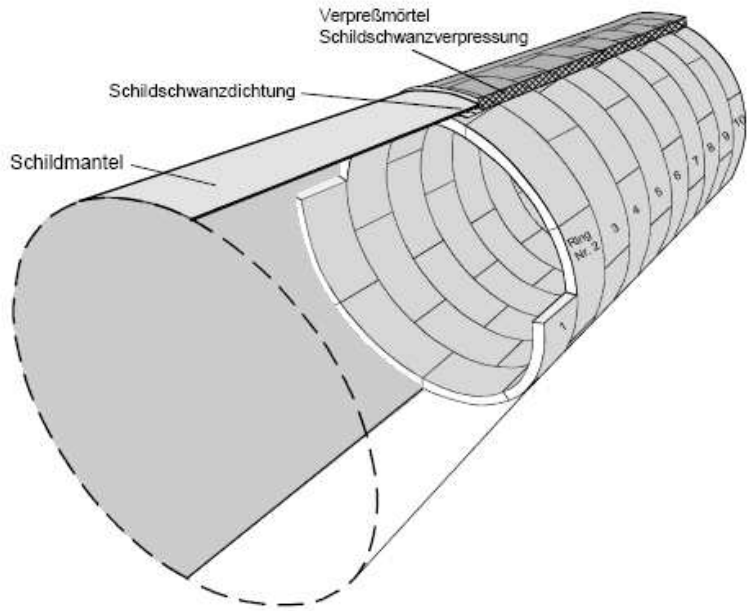


Abbildung 5.28: Tunnelausbau durch Tübbinge, aus [WDS$^+$00]

Während der Montage werden die Segmente verschraubt um den nötigen Anpressdruck des Fugenbandes zu gewährleisten, und zusätzlich die Ringe in ihrer Lage zu fixieren. Im Endzustand ist die Verschraubung unwirksam oder wird sogar entfernt. Die Segmente wirken in Längs- wie Querrichtung allein über Kontaktflächen ohne Zugkraftübertragung. Die Wirkung der Fugen hängt damit sehr stark von den Normalkräften in Tunnellängsrichtung und Querrichtung ab. In Querrichtung resultieren die wirkenden Normalkräfte aus der Tunnelbelastung die überwiegend über Normalkräfte im Ring abgebaut werden. In Tunnellängsrichtung wir eine Normalkraft über den Tunnelvortrieb im System eingeprägt, da sich die TBM mit ihren Pressen gegen den bereits fertigen Ausbau abstützt.

Längsfugen

Abbildung 5.27 stellt ein einzelnes Tübbingsegment dar. Die Längs- und Ringfugen sind sehr anschaulich dargestellt und entsprechen der gängigen Ausführung. Während die Ringfugen meist mit Kopf und Nocke ausgebildet werden, um eine gute Verzahnung der Ringe zu erreichen, werden die Längsfugen in den meisten Fällen stumpf gestoßen. Meist ist die Kontaktflächenhöhe geringer als die eigentliche Tübbing-Schalenstärke, um bei den zu erwartenden Verformungen aber auch beim Einbau die Gefahr abplatzender Ecken zu minimieren und eine definierte Kraftübertragung zu gewährleisten. Es ist auch zu erkennen, dass die Kontaktfläche zumeist exzentrisch angeordnet ist.

Die Fuge funktioniert nur auf Druckkraft und kann keine Zugkräfte übertragen. Die Ähnlichkeiten mit einem Fundament, das bei Zugspannungen am Rand eine klaffende Fuge ausbildet, liegen auf der Hand. Janßen analysierte die Beziehung zwischen Moment und Verdrehung der Kontaktfuge. Je nach einwirkender Normalkraft kann ein gewisses Moment übertragen werden.

Zunächst soll allerdings ein zentrisch angeordnetes Gelenk betrachtet werden, wie in Abbildung 5.29 dargestellt.

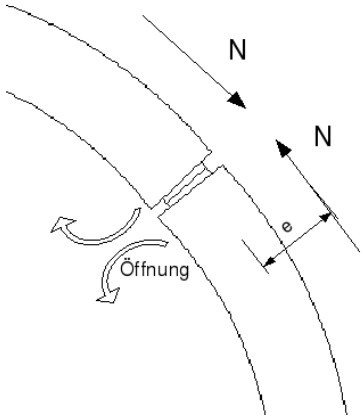


Abbildung 5.29: Längsfuge des Tübbingausbaus

Die Exzentrizität der Normalkraft führt zur Momentenbeanspruchung $M = N * e$. Wiederum soll an dieser Stelle auf die Betrachtung am Fundament der Länge h und Breite b verwiesen werden, wie beispielhaft in Abbildung 5.30 dargestellt.

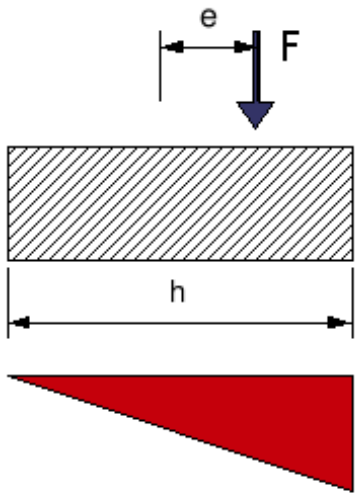


Abbildung 5.30: Exzentrische Belastung und Spannungsverteilung am Fundament

Solange am geringer belasteten Rand gerade keine Zugspannungen auftreten, stellt sich ein linearer trapezförmiger bzw. im Extremfall ein dreieckförmiger Spannungsverlauf ein. Die Spannung am Rand geht gerade zu Null wenn gilt:

$$\begin{aligned} \sigma = 0 &= \frac{F}{A} + \frac{M}{I} z_a \\ \sigma = 0 &= \frac{F}{h * b} + \frac{F * e * 12}{b * h^3} \frac{h}{2} \\ \Longrightarrow e &= \frac{h}{6} \end{aligned}$$

Bis zu einer Exzentrizität von $e = \frac{h}{6}$ und damit einem Moment von $M = \frac{F_n h}{6}$ kommt es also zu keiner klaffenden Fuge. Mit größeren Exzentrizitäten nimmt die Spannung am gedrückten Rand stark zu und der Verlauf ist nicht mehr linear. Maximal kann die Exzentrizität den Wert $e = \frac{h}{2}$ annehmen. Dann steht die Normalkraft genau am Rand und über die Sohlpressungen kann kein Gleichgewicht mehr erzeugt werden.

Diese Betrachtung wurde eingeschoben, da dieselben Schranken verwendet werden, um eine abschnittsweise Definition der Öffnungswinkel der Kontaktfuge infolge eines einwirkenden Moments zu beschreiben. Die Herleitung der Gleichung erfolgte über einen eingebauten Balken gleicher Länge wie Höhe als Ersatz für die Kontaktfläche. Der Balken ist nicht in der Lage Zugspannungen aufzunehmen. Solange nur Druckspannungen auftreten befinden wir uns im linearen Teil ähnlich beim Fundament, danach treten Nichtlinearitäten auf.

Die Tatsache, dass die Betrachtung am Balken selber Höhe wie Länge erfolgte, führt dazu, dass die Gleichungen bei dünnen Kontaktflächen größere Ungenauigkeiten aufweisen.

Die Verdrehung Φ kann über die folgenden Formeln erfasst werden.

$$\begin{aligned} \Phi &= \frac{Mh}{EI} = 12\frac{M}{Eh^2 b} \quad \text{für} \quad M < \frac{F_n h}{6} \quad \text{und damit} \quad \Phi < \frac{2F_n}{Ehb} \\ \Phi &= \frac{8F_n}{9bhE(\frac{2M}{F_n h} - 1)^2} \quad \text{für} \quad M \geq \frac{F_n h}{6} \quad \text{und damit} \quad \Phi \geq \frac{2F_n}{Ehb} \end{aligned} \tag{5.69}$$

Wie bereits erwähnt wurde, liegt häufig eine Exzentrizität e^* der Kontaktfuge zur Schwerlinie des Profils vor. Um auch hier die Formeln von Janßen anwenden zu können, wird mit der Ersatzfläche A' gearbeitet.

$$A' = b(a - 2e^*) \tag{5.70}$$

Der Wert a ist dabei die halbe Kontaktflächenhöhe. Die Ersatzkontaktflächenhöhe oben und unten ergibt sich damit zu:

$$h_o = h - 2e^*$$

$$h_u = h + 2e^*$$

Wobei e^* so definiert ist, dass eine nach unten versetzte Fuge ein positives e^* zur Folge hat. Die maximal aufnehmbaren Momente ergeben sich wiederum zu $M \leq \frac{Nh_o}{2}$ für positive Momente bzw. $|M| \leq \frac{Nh_u}{2}$. Damit lässt sich mithilfe von Tabellenrechnungen sehr einfach eine Arbeitslinie

einer Drehfeder mit der Steifigkeit $c_m = \frac{M}{\Phi}$ erzeugen, indem eine Reihe positiver wie negativer Momente mit dem Ausnutzungsgrad $\eta_i = n_i * \frac{Nh_{o,u}}{2}$ für $0 \leq n_i \leq 1$ erzeugt wird. Dem jeweiligen Moment wird die zugehörige Verdrehung nach Janßen für den linearen Teil der Funktion bis $|M_{+,-}| \leq \frac{Nh_{u,o}}{6}$ oder dem nichtlinearen Teil der Funktion für Φ zugeordnet.

Eine Darstellung einer solchen Arbeitslinie samt Steifigkeitsentwicklung für einen Beton C 35/45 mit einer Kontaktflächenhöhe von 27 cm und Exzentrizität $e^* = 3$ cm zeigt Abbildung 5.31.

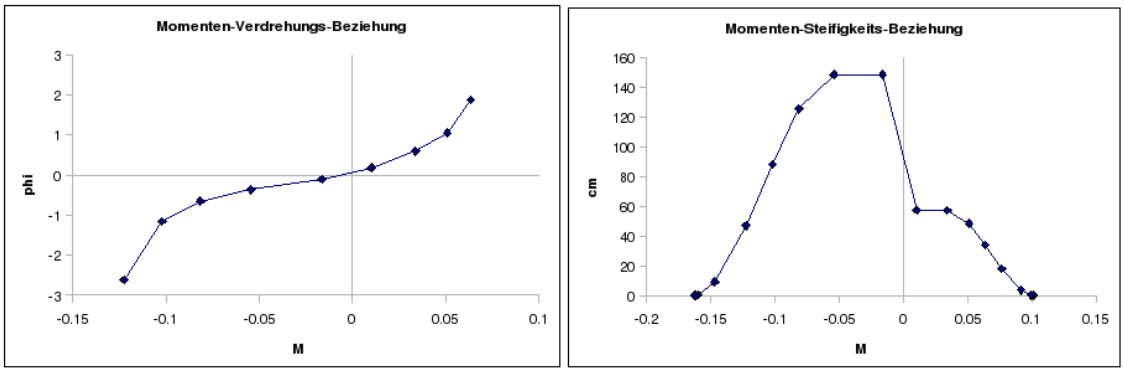


Abbildung 5.31: Moment-Verdrehung bzw. Momenten-Steifigkeits-Beziehung

Da der Einfluss der Längsfugen auf das statische System und die Entwicklung der Schnittgrößen sehr groß ist, wurde an dieser Stelle ausführlicher auf den Hintergrund der Steifigkeit und Momenten-Verdrehungs-Beziehung eingegangen. Neben den Formeln von Janßen gibt es auch solche von Gladwell, der Material-Nichtlinearitäten mitberücksichtigte. Versuche wie von Hordijk und Gijsbers bestätigten allerdings, dass Janßen mit seinen Formeln sehr zutreffende Ergebnisse erzielt. Eine gute Übersicht zur Traglast und generellem Systemverhalten liefert die Masterthesis [Lut07], verfasst an der TU Delft.

Ringfugen

Die Ringfugen, über die zwei Ringe miteinander in Kontakt stehen, werden häufig mit Kopf-Nocken Verbindungen versehen. Um die hohen Vortriebskräfte ohne Schäden an den Betonfugen in den Segmenten über die Ringfugen zu übertragen, kommen meist Lastverteilungsplatten aus Hartfaser oder Kaubit zum Einsatz. Neben der Kraftübertragung in Längsrichtung können auch Schubkräfte übertragen werden, entsprechend des Reibgesetzes und abhängig vom Reibbeiwert der Kontaktmaterialien. Durch den Versatz zweier aufeinanderfolgender Ring um einen halben Stein und die Kopplung der beiden Ringe über die Ringfuge kommt es zu einer Erhöhung der Global-Steifigkeit des Systems. Die beiden Ringe werden sich aufgrund der verschiedenen Lage der Längsfugen im System unterschiedlich verformen, mit den Maxima der Verformung an den Längsfugengelenken. Genau an dieser Stelle besitzt der anschließende Ring allerdings keine Längsfuge und setzt der Verformung somit einen größeren Widerstand entgegen. Dieser Effekt führt zu einer globalen Versteifung des Systems.

Die Längsfugen können im System durch sehr steife Federn in Längsrichtung und einer

Federquerrichtung samt Reibbeiwert modelliert werden. Die Steifigkeit der Querfeder c_q kann der der Längsrichtung c_p multipliziert mit dem Quotient aus Schub- zu E-Modul des Betons gleichgesetzt werden.

$$c_q = \frac{G}{E} * c_p \tag{5.71}$$

Durch die Nocken- und Pfannenausbildung, die Lagesicherheit und Einbau vereinfachen soll, kommt es im Tübbing zu sehr großen Spaltzugkräften, die durch Bewehrung aufzunehmen ist, um Schäden am Tübbing zu verhindern. Das Zusammenwirken aus Längsnormal- und Scherkräften der Ringfugen zusammen mit dem Verhalten der Lastübertragungsmaterialien ist in Versuchsdurchführungen zu ermitteln, da theoretische Verleitungen schwer zu formulieren sind.

Die Normalkräfte im System rühren aus dem Vorschub und daraus resultierendem Pressendruck, der im System eingeprägt wird. Entsprechend dem Reibgesetz kann die Federquerkraft nur maximal die Längskraft multipliziert mit dem Reibbeiwert μ betragen:

$$F_q = N * \mu \tag{5.72}$$

Um den Effekt der Ringkopplung realistisch einzuschätzen, ist es notwendig sowohl den Reibbeiwert richtig anzusetzen, als auch die Vorschubkraft. Der Reibbeiwert bewegt sich zwischen 0.25 und 0.5 für Beton und Hartfaserplatten.

Die Vorschubkraft ist von vielen Parametern abhängig, wie Maschinendesign oder Bodenbeschaffenheit. In dieser Arbeit wurde die installierte Vorschubkraft angenommen zu:

$$V_{inst} = 1000\ [KN/m^2] * A_{Ausbruch}\ [m^2] \tag{5.73}$$

Die verbleibende mittlere Vortriebskraft V_v nach Kriechen wurde angesetzt zu:

$$V_v = \frac{V_{inst}}{4} \tag{5.74}$$

Da sich die TBM während des Vortriebs kopflastig verhält, und nach unten ausweichen will, sind die Pressenkräfte der unteren Pressen meist höher. Daher wurde der Ansatz verfolgt, die oberen Pressenkräfte im Verhältnis zu den unteren mit 2:1 anzusetzen.

Die Längs- und Ringfugen sind die maßgeblichen mechanischen Elemente des Systems eines Tübbingausbaus, die die Schnittgrößen stark beeinflussen und daher möglichst realitätsnah zu modellieren sind. Bei der Verwendung von Stabzugmodellen spielt auch die elastische Bettung eine große Rolle, wie sie bereits in Kapitel 5.6.1 behandelt wurde.

5.7 thermo-mechanische Grundlagen

Im folgenden Kapitel soll kurz auf das Zusammenwirken äußerer, Eigen- und indirekter Lasten im statischen System eingegangen werden.

5.7.1 Schnittgrößen aus direkter und indirekter Last

Temperaturänderungen führen zu Zwangsschnittgrößen, sofern die sich einstellenden Dehnungen oder Verkrümmungen durch die Freiheitsgrade des Systems behindert werden. Solche Einwirkungen, die dem System eine Verformung aufzwingen möchten, werden als indirekte Lasten bezeichnet. Zwischen ihnen und den direkten Lasten wie äußere oder Eigenlasten besteht ein wesentlicher Unterschied.

Während die Verteilung der Schnittgrößen aus direkter Belastung in einem statisch unbestimmten System von den Steifigkeitsverhältnissen abhängt, sind die Schnittgrößen aus indirekter Belastung direkt proportional zu der Gesamtsteifigkeit des Systems. Kommt es zum Beispiel zur Rissbildung bei einem Stahlbetontragwerk, fällt an der Stelle der Rissbildung die Steifigkeit des Systems stark ab. Es folgen Lastumlagerungen der äußeren Lasten, mit Einfluss auf die Verteilung der Schnittgrößen, nicht aber deren Summe. Dieser Umstand ist auch in die Stahlbetonbaunorm DIN 1045-1 eingeflossen, so dürfen Lastumlagerungen von Stützbereichen auf Feldbereich angesetzt werden. Bei statisch bestimmten Tragwerken ist dies so nicht möglich, da sich die Schnittgrößen hier direkt aus den Gleichgewichtsbedingungen ergeben. Die Schnittgrößen aus indirekter Belastung hingegen hängen von der Gesamtsteifigkeit ab. Mit Übergang in den Zustand II gehen die Schnittgrößen also proportional zum Steifigkeitsabfall zurück. In statisch bestimmten Tragwerken bilden sich keine Schnittgrößen aus, sofern die Verformungen nicht behindert werden.

Daher ist das Zusammenwirken direkter und indirekter Belastungen an einem derartig hochgradig statisch unbestimmten Tragwerk wie der Tübbing-Tunnel sehr komplex. Aus der Temperaturbelastung und dem daraus resultierendem Temperaturprofil werden Momenten- und Normalkraft-Schnittgrößen resultieren. Die Erhöhung der Momentenbelastung über die der direkten Lasten hinaus, führt allerdings zu einem weiteren Steifigkeitsabfall durch ein Fortschreiten der Rissbildung und Reduzierung der Druckzonenhöhe im Beton. Dadurch nehmen die Schnittgrößen aus indirekter Belastung wiederum ab. Die Schnittgrößen aus direkter Last hingegen könnten durch die Wirkung der Temperatur eine Umlagerung erfahren.

Interessant wird die Auswirkung der Längs- und Ringfugen sein. Die Längsfugen erlauben nur eine bestimmte Lastübertragung in Abhängigkeit der wirkenden Normalkraft. Alle darüber liegenden Lasten haben eine Öffnung der Fuge zur Folge. Die Belastung wird also über eine größere Verformung abgetragen. Durch die einwirkende Temperatur ist zu erwarten, dass die Drucknormalkraft im System steigt, damit wäre eine Erhöhung der Schnittgrößen infolge direkter Belastung zu erwarten, da mehr Momente über die Fuge infolge höherer Normalkräfte übertragen werden könnten. Andererseits nehmen auch die Momentenschnittgrößen zu, dies würde wiederum eine Verformungszunahme zur Folge haben. Normalkräfte versteifen das System, mit nachteiligen Auswirkungen für die Entwicklung der Zwangsschnittgrößen. Momentenschnittgrößen reduzieren die Steifigkeit hingegen und die Zwangsschnittgrößen würden geringer ausfallen.

Auch interessant dürfte der Einfluss der Ringkopplung sein, die, wie erwähnt wurde, das System versteift, und somit zu höheren Zwangsschnittgrößen führen dürfte, gleichzeitig allerdings die Verformungen begrenzt.

Diese Effekte können nur berücksichtigt werden, sofern auch die Material- und System-Nichtlinearitäten bei der Berechnung berücksichtigt werden. Im vorigen Kapitel wurden die mechanischen Zusammenhänge des Tragwerks einschaliger Tübbingkonstruktionen beschrieben. Die Dreh- und Koppelfedern bei der Modellierung der Längs- und Ringfugen sind mit ihren Nichtlinearitäten ins Modell einzugeben. Für die Längsfuge bedeutet dies, dass eine Arbeitslinie für die Drehfedern zu erzeugen ist. Die Koppelfedern können keine Zugkräfte übertragen. Die Federquerkräfte, die einen maßgeblichen Einfluss auf die Schnittgrößen haben, richten sich nach dem Reibgesetzt. Auch die Bettungsfedern sind nichtlinear zu berücksichtigen. Sie fallen auf Zug aus. All dies macht eine iterative nichtlineare Berechnung notwendig.

Damit wären die System-Nichtlinearitäten weitestgehend erfasst. Hinzu kommen allerdings noch die Material-Nichtlinearitäten, wie zum beispielsweise die Steifigkeitsänderungen beim Übergang in den Zustand II, aber auch die an sich schon nicht-lineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung der Werkstoffe Beton und Stahl.

5.7.2 Nichtlineare Schnittgrößenermittlung

Es ist zu erwarten, dass die Nichtlinearitäten einen großen Einfluss auf die Schnittgrößen haben und somit für die Bemessung eine große Rolle spielen. Die Nichtlinearitäten beruhen in erster Linie auf:

- System-Nichtlinearitäten: Bettungsfeder, Drehfedern, etc.
- Rissbildung, Übergang in Zustand II
- nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung Beton und Betonstahl
- Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen (tension stiffening)

In Kapitel 5.8.2 wird ein Verfahren zur nichtlinearen Schnittgrößenermittlung gemäß Stahlbetonbaunorm DIN 1045-1 vorgestellt. An dieser Stelle soll allgemein erläutert werden, was ein solches Verfahren leisten muss, um die thermo-mechanischen Zusammenhänge hinreichend zu erfassen.

Das Sicherheitskonzept, dass sowohl dem Eurocode als auch den jüngeren deutschen Normen zugrunde liegt, arbeitet mit probabilistischen Materialwiderständen und Einwirkungen, die über Teilsicherheitsbeiwerte auf einen Bemessungswert gebracht werden. Das bedeutet, dass Einwirkungen, die ungünstig für die Tragsicherheit sind, um einen Faktor γ_F erhöht werden, während die Materialwiderstände und Festigkeiten um einen Faktor γ_R reduziert werden. Um eine ausreichende Sicherheit gegen das Tragwerksversagen sicherzustellen, werden die 5-%-Fraktile der probabilistisch ermittelten Einwirkungen und Widerstände der Berechnung zugrunde gelegt, und diese dann um die γ-Faktoren erhöht bzw. abgemindert. Dieses Konzept ist sinnvoll und praktisch, da verschiedene Einwirkungen und Widerstände mit unterschiedlichen

Werten der Sicherheitsbeiwerte abgemindert bzw. beaufschlagt werden. Das System ist durchsichtiger als der Ansatz eines globalen Sicherheitsbeiwerts.

Werden Einwirkungen und Widerstände auf dem Design-Niveau (mit Sicherheitsbeiwerten) verglichen, kann eine gute und relativ zuverlässige Aussage über die Tragsicherheit getätigt werden. Dieses Konzept zeigt allerdings bei der Schnittgrößenermittlung mit indirekten Einwirkungen gewisse Probleme auf. Die Zwangsschnittgrößen sind proportional von der Materialsteifigkeit abhängig. Sofern diese also um einen Sicherheitsbeiwert abgemindert wird, was für die direkten äußeren Lasten die Sicherheit erhöht, werden die Zwangsschnittgrößen für den Lastfall Brand unterschätzt.

Für den Lastfall Brand ist daher keine pauschale Aussage möglich, ob reduzierte Festigkeiten und Steifigkeiten die Sicherheit erhöhen oder reduzieren. Das hängt stark vom Verhältnis direkter zu indirekter Last ab. Es bietet sich daher an, dass Systemverhalten und die Systemsteifigkeit möglichst realitätsnah zu erfassen. Daher sollten die wirklichen Mittelwerte der Materialfestigkeiten und -steifigkeiten anstatt der unteren 5-%-Fraktile angewendet werden. Diese können dann wiederum mit einem Sicherheitsbeiwert beaufschlagt werden, je nachdem wie der Einfluss der indirekter und direkter Lasten zu werten ist. Eventuell ist nach einem ersten Rechenschritt eine Anpassung vorzunehmen.

Ob die direkten Lasten um einen Sicherheitsbeiwert zu erhöhen sind oder nicht, ist ebenfalls in Vergleichsrechnungen zu prüfen. Die Steifigkeit könnte durch erhöhte Lasten abfallen und damit die Schnittgrößen aus indirekter Belastung reduzieren. Auch hier ist keine pauschale Aussage möglich.

Um überhaupt den Abfall der Steifigkeit erfassen zu können, ist eine iterative Berechnung notwendig. Nach der Ermittlung der Schnittgrößen ist die Steifigkeit des Systems anzupassen, um damit einen neuen Rechendurchgang der Schnittgrößenermittlung zu starten. Iterativ ist das Vorgehen zu wiederholen, bis sich ein Gleichgewicht eingestellt hat.

Vorraussetzung ist, das die Bewehrung bekannt ist, da sie die Steifigkeit im Zustand II maßgeblich beeinflusst. Auch die mögliche Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen kann günstig oder ungünstig wirken, und ist daher zu untersuchen. Schnell wird ersichtlich, dass eine nichtlineare Schnittgrößenermittlung mit einem viel größeren Rechenaufwand verbunden ist. Eine grundlegende Analyse des Einflusses indirekter Schnittgrößen auf die Tragsicherheit ist in [Arn08] sehr gut beschrieben.

5.8 Statische Nachweisführung

Wie bereits in der Übersicht zu den Nachweisverfahren im Brandfall erwähnt wurde, ist die Bemessung im Bradfall anhand der Angaben und Nachweisformate im Eurocode 2 Teil 1-2 (DIN V ENV 1992-1-2) zu führen. Wohingegen der Nachweis von Stahlbetontragwerken bei Normaltemperaturen durch DIN 1045-1 abgedeckt ist.

Die Norm 1045-1 ist bereits auf das "neue" europäische Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten ausgelegt. Mit der Einführung dieser Normengeneration war es nicht mehr ohne weiteres möglich, den Feuerwiderstand der Bauteile nach DIN 4102-4 zu ermitteln. Dazu ist in der Liste der bautechnischen Baubestimmungen Teil 22 als Anwendungsnorm zu DIN 4102-4 auf der Bemessungsbasis von Teilsicherheitsbeiwerten aufgenommen worden.

Der Nachweis der Tragsicherheit für den Lastfall Brand von Stahlbetontragwerken ist nach DIN V ENV 1992-1-2 in Verbindung mit den entsprechenden Anlagen zu führen. Als Anlagen sind DIN-Fachbericht 92 "Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 1992-1-2:1997-05" und Anlage 3.1/9 zu nennen. Mit dem Fachbericht 92 existiert ein Anwendungsdokument für die jüngste Fassung des EC2 Teil 1.2 1992-1-2:1997-05 [EC206], während grundsätzlich noch die ältere Ausgabe von 1997 (DIN V ENV 1992-1-2:1995 [EC297] Erscheinungsdatum Mai 1997) in der Liste der bautechnischen Baubestimmungen verankert ist.

Gemäß Anlage 3.1/9 gelten die folgenden Regelungen:

1. *Bei der Anwendung von DIN V ENV 1992- 1-2:1997-05 unter Beachtung des nationalen Anwendungsdokumentes gilt außerdem Folgendes: Es dürfen Tragwerke mit Betonfestigkeitsklassen bis maximal C 45/55 beurteilt werden. Die tabellarischen Daten für Stützen (tabellarisches Verfahren zur Einstufung von Stahlbetonstützen in Feuerwiderstandsklassen) nach DIN V ENV 1992-1-2:1997-05 Abschnitt 4.2.3 darf nicht angewendet werden. Abweichend vom DIN-Fachbericht 92 darf der Anhang C angewendet werden.*

2. *DIN V ENV 1992-1-2:1997-05 darf unter Beachtung des nationalen Anwendungsdokumentes auch zur brandschutztechnischen Beurteilung von Stahlbetontragwerken herangezogen werden, deren Bemessung bei Normaltemperatur (Kaltfall) nach DIN 1045-1:2001-07 erfolgt ist. Bei der Anwendung von tabellarischen Daten (tabellarische Einstufungsverfahren) ist der Lastausnutzungsgrad (sofern als Eingangsgröße für die Tabellen erforderlich) entsprechend DIN V ENV 1992-1-2:1997-05 zu bestimmen. Bei der Anwendung vereinfachter Rechenverfahren ist die Beanspruchung im Brandfall auf Grundlage von DIN V ENV 1991-2 -2:1997-05 zu bestimmen.*

In der Liste der technischen Baubestimmungen des Landes Baden-Württemberg mit Stand 2009 ist der DIN-Fachbericht 92 zwar aus der Liste der Bestimmungen gestrichen worden, über die Anlage 3.1/9 ist der Fachbericht bei Anwendung von DIN V ENV 1992-1-2:1997-05 (jüngste Fassung des Teils 1-2) allerdings immer noch zu beachten.

Durch die Anlage 3.1/9 wird die Anwendung vereinfachter Rechenverfahren ermöglicht, sofern auch die Belastungen nach DIN V ENV 1992-1-2 ermittelt wurden. Somit gibt es folgende grundlegende Nachweismethode:

1. Vereinfachter Nachweis nach DIN V ENV 1991-2 -2:1997-05, die Einwirkungen sich ebenfalls nach dieser Norm zu bestimmen

2. Allgemeiner Nachweis nach DIN V ENV 1992-1-2:1995 bzw. DIN V ENV 1991-2 -2:1997-05 unter Beachtung des nationalen Anwendungsdokuments (DIN-Fachbericht 92). Dabei dürfen die einwirkenden Schnittgrößen aus der Kaltbemessung nach DIN 1045-1 übernommen werden.

Die vereinfachten Bemessungsverfahren nach DIN V ENV 1991-2 -2:1997-05 wurden in Kapitel 4.3 dargestellt und werden an dieser Stelle nicht weiter erläutert. Kapitel 7 zeigt eine beispielhafte Bemessung.

5.8.1 Allgemeine Bemessungsverfahren nach EC2 Teil 1-2

Im Folgenden soll auf die allgemeine Bemessung nach EC 2 Teil 1-2 für den Lastfall Brand eingegangen werden. Da die entsprechende Norm in der neuen Fassung nur unter Beachtung des DIN-Fachberichts 92 zur Anwendung kommen darf sollen hier beide Fassungen vorgestellt werden mit den entsprechenden Unterschieden.

Allgemeiner Nachweis nach DIN V ENV 1992-1-2:1995

Gemäß Abschnitt 3.1 Satz 1 sind die temperaturabhängigen Werkstoffeigenschaften für die Bemessung in Rechnung zu stellen. Darunter fällt die Abminderung der Betonfestigkeit sowie die des Betonstahls. Die Abminderungen sind den Abschnitten 3.2 und 3.3 zu entnehmen. Thermische wie mechanische Materialeigenschaften sind dabei als Bemessungswerte gemäß Abschnitt 2.3 anzusetzen. Die Bemessungswerte sind dabei wie folgt zu ermitteln:

Zunahme der Eigenschaften sicherheitstechnisch günstig	$X_{d,fi} = X_k(\Theta)/\gamma_{M,fi}$
Zunahme der Eigenschaften sicherheitstechnisch ungünstig	$X_{d,fi} = X_k(\Theta) * \gamma_{M,fi}$
Festigkeits- und Verformungseigenschaften	$X_{d,fi} = k(\Theta)X_k/\gamma_{M,fi}$

Der Reduktionsfaktor für Verformungseigenschaft oder Festigkeit $k(\Theta)$ ist nach Kapitel 3.2 und 3.3 zu ermitteln, abhängig von der Materialtemperatur. Der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{M,fi}$ ist im nationalen Anhang geregelt. Er wird empfohlen, die Werte gleich 1.0 zu setzen.

Alternativ zur den Rechenverfahren können für die Bemessung des Brandfalls auch Versuchsergebnisse oder Kombinationen von Versuchen und Rechnungen zum Einsatz kommen. Ansonsten ist die Feuerwiderstandsfähigkeit eines Betontragwerks durch die Abschnitte 2.4.2 bis 2.4.4 nachzuweisen. Die dort beschriebenen Nachweisverfahren gestalten sich wie folgt:

Kapitel	Nachweis
2.4.2	Gesamttragwerksberechnung
2.4.3	Berechnung von Teiltragwerken
2.4.4	Bauteilberechnung

Bei der Tragwerksberechnung ist nachzuweisen, dass gilt:

$$E_{d,fi}(t) \leq R_{d,fi}(t) \tag{5.75}$$

Die Bemessungswerte der Einwirkungen $E_{d,fi}(t)$ sind nach DIN 1991-2-2 zu bestimmen. Dem entgegen stehen die temperaturabhängigen Widerstände $Rd, fi(t)$. Die Nachweise sind dabei zur maßgebenden Dauer der Brandbeanspruchung t zu führen. Das Tragwerksmodell muss das Tragverhalten bei Brandbeanspruchung widerspiegeln, dazu sind die temperaturabhängigen Materialeigenschaften, sowie Steifigkeiten und Dehnungen zu berücksichtigen. Das allgemeine Rechenverfahren zur Gesamttragwerksberechnung wird in Abschnitt 4.4 der Norm beschrieben.

Alternativ zur Gesamttragwerksberechnung kann die Berechnung auch an Teiltragwerken erfolgen. Die Teiltragwerke sind so zu bestimmen, dass ihr Zusammenwirken mit anderen Tragwerksteilen zeitabhängig durch die Auflagerbedingungen und sonstigen Randbedienungen abgeschätzt werden kann. Des Weiteren müssen die Schnittgrößen aus temperaturinduzierten Verformungen bekannt bzw. abschätzbar sein, um auf das Teiltragwerk angesetzt werden zu können. Die ständigen und veränderlichen Einwirkungen an den Rändern und Auflagerpunkten kann der Berechnung für die Normaltemperatur entnommen werden. Die Einwirkungen für die Heißbemessung der ständigen und veränderlichen Lasten E_d sind dazu folgendermaßen zu modifizieren:

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} * E_d \tag{5.76}$$

Der Reduktionsfaktor η_{fi} ergibt sich dabei aus dem Verhältnis der größten veränderlichen Einwirkung zu den ständigen Einwirkungen:

$$n_{fi} = \frac{(1.0 + \psi_{1,1} * \xi)}{(\gamma_G + \gamma_Q * \xi)} \tag{5.77}$$

Vereinfachend kann η_{fi} zu 0.7 gesetzt werden, mit Ausnahme bei Lasten nach Kategorie E (Zufahrtsflächen). Als Rechenverfahren können sowohl vereinfachte Verfahren nach Kapitel 4.3 als auch allgemeine Verfahren nach Kapitel 4.4 analog zu den Gesamttragwerksberechnungen angewendet werden.

Bei der Bauteilberechnung können die Schnittkräfte und Auflagerreaktionen ebenfalls aus der Normalbemessung nach ENV 1992-1-1 übernommen werden, unter Ansatz eines Abminderungsfaktors analog zur Teiltragwerksbemessung. Der entscheidende Unterschied zwischen den beiden Nachweisverfahren besteht darin, dass die Wirkung der thermischen Dehnung auf das Bauteil nicht angesetzt zu werden braucht. Für die Feuerwiderstandsfähigkeit bei Normbrandbedingungen reicht der Nachweis der Bauteile nach Satz 4 Abschnitt 2.4.4 aus. Neben den allgemeinen und den vereinfachten Rechenverfahren kann auch das Tabellenverfahren zur Anwendung kommen. Das tabellarische Verfahren umfasst eine Überprüfung geforderter Querschnittsabmessungen nach den Tabellen, die in der Norm in Abschnitt 4.2 aufgeführt sind.

Allgemeine Rechenverfahren nach DIN V ENV 1992-1-2:1995

Sowohl für Gesamttragwerksbemessungen als auch für Teiltragwerke oder einzelne Bauteile ist also ein allgemeines Rechenverfahren nach Abschnitt 4.4 der Norm DIN V ENV 1992-1-2:1995 zulässig, das im Folgenden kurz erläutert werden soll.

Die allgemeinen Rechenverfahren dürfen für beliebige Temperatur-Zeit-Kurven anwendet werden, sofern die Materialeigenschaften für die angegebenen Temperaturbereiche bekannt sind. Damit ist eine Anwendung im Tunnelbau unter Ansatz der RABT- oder EBA-Kurven zulässig, da die Materialeigenschaften bis 1200^o Grad normativ erfasst sind. Die allgemeinen Rechenverfahren umfassen eine thermische und eine mechanische Analyse. Die thermische Analyse ist gemäß der normativ erfassten temperaturabhängigen Materialeigenschaften durchzuführen und umfasst im Großen und Ganzen die Ermittlung der Temperaturprofile. Betonfeuchtigkeiten dürfen ebenso wie Bewehrungselemente bei der Analyse vernachlässigt werden. Kapitel 5.5 stellte ja bereis die Materialeigenschaften vor. In der hier behandelten älteren Fassung der Norm sind sämtliche Materialeigenschaften zur Ermittlung der Temperaturprofile im Anhang A zu finden.

Bei der mechanischen Analyse sind einerseits die Tragwerksreaktionen unter Gebrauchslast aus ständiger und veränderlicher Einwirkung bei Änderung der Materialeigenschaften infolge Brandeinwirkung zu untersuchen, andererseits sind die temperaturinduzierten Dehnungen und Krümmungen zu beachten. Die Gesamtdehnung ε darf wie folgt ermittelt werden:

$$\varepsilon = \varepsilon_{th} + \varepsilon_{load} + \varepsilon_{creep} + \varepsilon_{tr} \tag{5.78}$$

mit

ε_{th}	thermische Dehnung
ε_{load}	Lastdehnung
ε_{creep}	Kriechdehnung
ε_{tr}	Kurzzeitdehnung

Im Anhand D der Norm wird eine Methode vorgestellt, die es erlaubt, die Verformungen und indirekten Einwirkungen an statisch unbestimmten Systemen mithilfe von Zwangsdehnungen (Krümmung und Verlängerung bezogen auf die Stabachse) zu erfassen. Das Verfahren beruht auf der Annahme, dass der Querschnitt aus Schichten aufgebaut gedacht werden kann, die sich unabhängig voneinander entsprechend ihrer Wärmedehnung verlängern. Ein Ebenbleiben des Querschnitts ist damit nicht mehr gegeben. Für jede Schicht wird eine Spannung ermittelt, die unter Berücksichtigung des temperaturabhängigen E-Moduls dieselbe Verformung der Schicht ergibt. Die Integration über die Schichthöhe ergibt eine Kraft:

$$N_i(\Theta) = \int_{y2}^{y1} \varepsilon(\Theta) * E_c(\Theta) * dA \tag{5.79}$$

Bezogen auf die Schwerachse des Querschnitts ergibt sich für die Schicht mit dem Hebelarm e_i ein Moment:

$$M_i(\Theta) = \int_{y2}^{y1} N_i(\Theta) * e_i \tag{5.80}$$

Alle Schichten in der Summe ergeben damit eine Normalkraft und ein Moment, welche näherungsweise der Wirkung der Temperaturdehnung auf das Bauteil entsprechen und somit als Ersatz für die Temperatureinwirkung angesetzt werden dürfen. In Kapitel 6.2.2 wurde auf das hier beschriebene Verfahren zurückgegriffen, um die temperaturinduzierten Dehnungen und

Krümmungen zu bestimmen und daraus äquivalente lineare Temperaturprofile zu erzeugen. Die Ermittlung wird mit Unterstützung von Tabellenrechnung und EDV vorgestellt, weshalb alle weiteren Ausführungen an dortiger Stelle fortgesetzt werden.

Änderungen in der Fassung DIN V ENV 1991-2 -2:1997-05

Dieser Abschnitt soll auf Änderungen am Normtext der jüngsten Fassung von EC 2 Teil 1-2 eingehen.

Im jüngsten Normtext sind die Materialeigenschaften, die zur Bestimmung der Temperaturprofile notwendig sind (Dichte, Leitfähigkeit und spezifische Speicherfähigkeit) vom Anhang in den Haupttext überführt worden. Die anzusetzenden Materialeigenschaften sind in Kapitel 5.5 dargestellt.

Zusätzlich wurden auch mechanische Materialeigenschaften zur Festlegung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung und damit des temperaturabhängigen E-Moduls in den Haupttext der Norm übernommen. Die Werte wurden etwas angepasst. Im Zuge dieser Arbeit wurde auf die Materialeigenschaften der jüngsten Fassung zurückgegriffen.

Der Anhang D, der die näherungsweise Erfassung von Zwangsschnittgrößen über schichtweise Temperaturdehnungen ermöglichte, wie im vorigen Abschnitt ausgeführt wurde, ist entfernt worden. Im Rahmen dieser Arbeit wird jedoch weiter die näherungsweise Bestimmung von Dehnungen und Krümmungen nach dem Anhang D angewendet. Die Berechnungen in Kapitel 6 zeigen, dass das Verfahren zulässig ist.

Zusammenfassung

Mit dem Eurocode 2 Teil 1-2 steht ein Bemessungsverfahren für den Brandfall zur Verfügung, welches sowohl vereinfachte Rechen- und Tabellenverfahren umfasst, als auch eine allgemeine und umfassende Berechnungsvorschrift. Ziel allgemeiner Tragwerksberechnungen muss es sein, das Tragwerksverhalten ausreichend genau zu modellieren, unter Beachtung der temperaturabhängigen thermischen und mechanischen Materialeigenschaften. Die thermischen Materialeigenschaften (Dichte, Leitfähigkeit und spezifische Wärmekapazität) beeinflussen das Temperaturprofil der Bauteile unter Brandeinwirkung. Die mechanischen Eigenschaften (Wärmedehnung und Festigkeit) beeinflussen die Steifigkeitsänderung des Tragwerks. Es ist also zu erwarten, dass sich die Schnittgrößen infolge ständiger und veränderlicher Lasten im Vergleich zum Normalbemessungsfall ändern und umlagern. Andererseits beeinflussen die mechanischen Eigenschaften in Kombination mit den Temperaturprofilen die temperaturinduzierten Schnittgrößen infolge behinderter Temperaturdehnungen an statisch unbestimmten Tragwerken. Dieser Umstand gestaltet die Tragwerksanalyse schwierig. Die Schnittgrößen dürfen gemäß Norm zwar aus der Normalbemessung nach Teil 1-1 übernommen werden, bzw. gemäß Anlage 3.1/9 sogar aus der Berechnung nach DIN 1045-1 übernommen werden, sind jedoch gemäß der oben aufgeführten Formeln zu modifizieren. Ob damit das Tragwerksverhalten ausreichend erfasst wird, ist schwer zu beurteilen. Daher ist sicher eine Gesamttragwerksanalyse unter Kombination äußerer Lasten, Eigengewicht und indirekter Schnittgrößen eine durchsichtigere Methode, wenngleich damit ein erheblicher Berechnungsaufwand verbunden ist.

5.8.2 Nichtlineare Berechnungsmethoden nach DIN 1045-1

Im Kapitel 5.6 wurde bereits über die Statik einschaliger Tübbingkonstruktionen referiert. Das System ist hochgradig statisch unbestimmt und zeigt ein ausgesprochen nichtlineares Verhalten, dass stark durch die Wirkung der Längsfugen beeinflusst wird. Diese können Momente nur in bestimmter Abhängigkeit zur wirkenden Normalkraft übertragen, da die Fuge allein auf Kontakt und Schub wirkt. Hinzu kommen nichtlineare Effekte der Bettung, die auf Zug ausfällt. Es zeigt sich also schnell, dass die Änderung der Schnittgrößen aus dem Normalbemessungslastfall bei zusätzlicher Wirkung der indirekten Schnittgrößen infolge Temperatureinwirkung nicht ohne weiteres abgeschätzt werden kann. Die Forderung einer zutreffenden Tragwerkserfassung gemäß EC 2 Teil 1-2 für den Lastfall Brand legt nichtlineare Berechnungsverfahren der Schnittgrößenermittlung nahe. Ein solches nichtlineares Verfahren wird unter anderem im Kapitel 8.5 der Norm DIN 1045-1:2008-08 [DIN08] beschrieben. Es wird im Folgenden als γ_r Verfahren betitelt. Es umfasst neben geometrischen System-Nichtlinearitäten auch Material-Nichtlinearitäten.

Die nichtlinearen Verfahren der Schnittgrößenermittlung dürfen sowohl in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit als auch der Gebrauchstauglichkeit angewendet werden, unter Wahrung der Verträglichkeits- und Gleichgewichtsbedingungen. Dem Verfahren geht eine Festlegung der Bewehrung voraus. Diese richtet sich nach Abschnitt 10.2 (Nachweise im GZ Tragfähigkeit - Biegung mit und ohne Normalkraft). Die Formänderungen und Schnittgrößen sind auf Grundlage der Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für Beton, Betonstahl und Spannstahl zu berechnen. Es sind dabei die Mittelwerte der Baustofffestigkeiten anzusetzen. Die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen (tension stiffening) ist zu berücksichtigen, kann aber auch vernachlässigt werden, sofern dies auf der sicheren Seite liegt.

Die Mittelwerte der Baustofffestigkeiten dürfen rechnerisch angenommen werden zu:

Baustoff	Festigkeit
Beton bis C(50/60)	$f_{cR} = 0.85 * \alpha f_{ck}$
Beton ab C(55/67)	$f_{cR} = 0.85 * \alpha f_{ck}/\gamma'_c$
Betonstahl hochduktil (Zugfestigkeit)	$f_{tR} = 1.08 * f_{yR}$
Betonstahl normalduktil (Zugfestigkeit)	$f_{tR} = 1.05 * f_{yR}$
Betonstahl Streckgrenze	$f_{yR} = 1.1 f_{yk}$

Die Bemessungswerte des Tragwiderstand sollen dabei mit einem einheitlichen Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_r = 1.3$ berechnet werden, für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen oder $\gamma_r = 1.1$ für außergewöhnliche Bemessungssituationen. Der Wert 1.3 ergibt sich aus dem Teilsicherheitsbeiwert für Stahl von $\gamma_{sR} = 1.3$ und dem α-fachen von Beton $\gamma_{cR} = 0.85 * 1.5 = 1.3$.

Die Tragsicherheit des Tragwerks ist sicher zustellen über die Nachweise:

kritische Stahldehnung	$\varepsilon_s \leq \varepsilon_{su} = 0.025$
kritische Betondehnung	$\varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}$ nach Tabelle 9/10 (i.d.R. 0.0035)
Gleichgewicht	kritischer Zustand des indifferenten Gleichgewichts wird nicht erreicht

Der hohe Rechenaufwand rührt daher, dass das Superpositionsprinzip nicht mehr gültig ist. Jede Einwirkungskombination muss also eigenständig in der Rechnung durchlaufen werden. Da die Berechnung die Steifigkeit im Zustand II des Stahlbetons berücksichtigt, ist eine Bewehrung vorzugeben, die eventuell iterativ anzupassen ist.

5.8.3 Bemessungsvorschlag auf Grundlage von DIN V ENV 1992-1-2 und DIN 1045-1

Wie auch in den statischen Analysen der Zwangsschnittkräfte im Kapitel 6.3 dargestellt wird, hat die nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Werkstoffes einen sehr großen Einfluss auf die indirekten Schnittgrößen infolge Brandeinwirkung. Der Grund dafür ist die Abhängigkeit der Zwangsschnittgrößen von der Steifigkeit des Systems. Je steifer sich das System verhält, desto höher fallen die Zwangsschnittgrößen infolge behinderter Temperaturdehnung aus.

Sofern sehr hohe Temperaturbelastungen angesetzt werden, wie es im Tunnelbau zu erwarten ist, kann die Berechnung nach den in DIN 1045-1 beschriebenen nichtlinearen Verfahren mit mittleren Betonfestigkeiten sehr viel wirtschaftlicher ausfallen, als das bei einer linearen Berechnung zu erwarten ist. Auch können die thermo-mechanischen Zusammenhänge weitaus besser erfasst werden. Der Autor stellt also folgenden Vorschlag zum Bemessungsverfahren zur Diskussion:

1. Ermittlung der Temperaturprofile anhand der temperaturabhängigen thermischen Materialeigenschaften nach DIN V ENV 1992-1-2
2. Berechnung der indirekten Schnittgrößen infolge der maßgebenden Brandeinwirkung unter Beachtung der temperaturabhängigen mechanischen Materialeigenschaften (Dehnung, Festigkeit und Verformung) nach DIN V ENV 1992-1-2 nach dem Verfahren gemäß Anhang D; DIN V ENV 1992-1-2:1995.
3. Festlegung der Bewehrung nach DIN 1045-1 Teil 10.2 für den Normalbemessungsfall
4. Nichtlineare Berechnung der Schnittgrößen nach DIN 1045-1 8.5.1 mit der Lastkombination ständiger und veränderlicher Lasten sowie indirekter Lasten infolge Brandeinwirkung nach 2). Die mechanischen Materialeigenschaften sind gemäß DIN V ENV 1992-1-2 anzusetzen.
5. Nachweis der Tragfähigkeit als Nachweis eines stabilen Gleichgewichts in der Berechnung und Nachweis der zulässigen Stahl- und Betondehnungen.
6. Eventuell Nachweise auf Bauteilebene bezüglich Betonabplatzungen, die die Gültigkeit der thermischen Berechnung einschränken können.

Ein Nachweis gemäß diesem Vorschlag wird beispielhaft in Kapitel 7 aufgezeigt.

Kapitel 6

EDV-gestützte Rechenverfahren für den Lastfall Brand

6.1 Bestimmung der Einwirkungen für den Lastfall Brand

6.1.1 Brandlasten und Wärmeübergang vom Brandherd auf die Konstruktion

Wie bereits in den Kapiteln 5.3.1 und 5.3.2 erläutert wurde, gibt es grundlegend zwei verschiedene Möglichkeiten, die Einwirkungen zu ermitteln. Der einfachere Ansatz besteht darin, eine definierte Temperatur-Zeit-Kurve den einschlägigen Richtlinien und Regelwerken zu entnehmen. Da diese allerdings nur die Brandgastemperaturen am Brandherd selbst beschreiben, ist anschließend zu überlegen, wie aus den Brandgastemperaturen schließlich die Oberflächentemperatur der Tunnelkonstruktion generiert wird. Ein einfacher und durchaus nachvollziehbarer Ansatz lässt sich der österreichischen Richtlinie für "Baulichen Brandschutz in Straßenverkehrsbauten" BMVIT [BMV04] entnehmen, wie in Kapitel 5.3.1 bereits erläutert wurde. Dabei wird die Gastemperatur der Oberflächentemperatur gleichgesetzt, allerdings nur an der brandzugewandten Seite. Sohlbereiche bleiben bei diesem Ansatz unbelastet.

Ein anderes weitaus komplexeres Vorgehen besteht darin, ein maßgebendes bzw. der Bemessung zugrundegelegtes Brandszenario zu entwerfen. Dazu gehört einerseits die Festlegung einer Brandleistung in [MW], die im Zuge einer Gefährdungsanalyse ermittelt wurde, wobei die konkrete Nutzung des Tunnels und betriebliche Randbedingungen zu beachten sind. Die Festsetzung einer bestimmten Brandleistung kann zum Beispiel der Richtlinie RABT für Straßentunnel entnommen werden, wenngleich diese dort zur Dimensionierung der Lüftung aufgeführt wird. Weitere Informationen können dem Kapitel 5.2.1 entnommen werden. Anschließend ist die Brandleistung in ein mögliches Brandszenario umzuwandeln, wobei wiederum geometrische wie betriebliche Randbedingungen zu berücksichtigen sind.

Die Berechnung selbst kann praktisch nur in Form einer numerischen Simulation erfolgen. Um die allgemeinen Aussagen etwas zu veranschaulichen, soll an dieser Stelle ein kurzes Berechnungsbeispiel dargestellt werden.

Brandszenario

Es soll ein Straßentunnel gemäß den betrieblichen Bestimmungen nach RABT untersucht werden. Mit einer LKW-Belastung von mehr als 4000 km je Tag und Röhre wird die Brandleistung auf 50 MW festgesetzt. Das Brandszenario stellt sich wie folgt dar:

1. Auffahrunfall eines LKW's mit einem weiteren Fahrzeug
2. Infolge des Auffahrunfalls tritt Treibstoff aus
3. Es kommt zur Entzündung des Treibstoffes unter dem Fahrzeug
4. Durch den brennenden Treibstoff kommt es zusätzlich zu einer Entzündung der Ladung
5. In der Vollbrandphase brennen Treibstoff und Ladung zusammen mit 50 MW

Dieses Szenario stellt natürlich nur eines der Möglichkeiten dar, wie sich der Brandverlauf gestalten kann. Es wird schnell deutlich, welche Sorgfalt auf die Wahl der Randparameter gelegt werden sollte, um aussagekräftige Ergebnisse zu erhalten. Es wird des Weiteren angenommen, dass das Fahrzeug auf der Fahrbahn und damit nicht in der Mitte der zwei Fahrspuren steht. Weitere Fahrzeuge, auf die das Feuer übergreifen könnte, werden nicht berücksichtigt. Die Tunnellüftung wird auch nicht simuliert, auch wenn dies sicherlich einen großen Einfluss auf die Verteilung der Brandgase und damit den Wärmeübergang infolge Konvektion hat. All dies macht deutlich, dass es sich lediglich um eine Beispielrechnung handelt, die an tatsächliche Gegebenheiten anzupassen ist, um realitätsnahe Ergebnisse zu erhalten. Dieses Beispiel dient vielmehr dazu, einen grundlegenden Einblick in die Thematik zu verschaffen.

Eingabeparameter

Es wird davon ausgegangen, dass der gesamte LKW mit Ausnahme des Unterbodens in Brand steht, und zusammen mit der Treibstofflache einen 50 MW Brand erzeugt. Die LKW-Abmessungen betragen 2.5x4 m bei 16 m Länge, dies entspricht den Maximalwerten nach StVO. Die Brandoberflächen werden demnach wie folgt angenommen:

- Lache mit Dieseltreibstoff der Größe 1.68 m^2
- Bemessungs-LKW der Breite 2.5 m, und 4 m Höhe (Maximalwerte nach StVO), der 2 m in den betrachteten Abschnitt hinein ragt. Damit ergibt sich eine Gesamtoberfläche (ohne Unterboden) von $A = 16 * 4 * 2 + 16 * 2.5 + 2 * 2.5 * 4 = 188m^2$
- Der Unterboden entzündet sich ab einer Temperatur von 600^o C. Bei dieser Temperatur wird vom Abschmelzen leichtmetallener Teile ausgegangen, so dass sich der Brand auch auf den Unterboden ausbreitet.

Für den Flüssigkeitsbrand ist die spezifische Brandleistung in $[kW/m^2]$ zu errechnen. Die Werte bezüglich Heizwert H_u und Dichte ρ wurden einschlägigen Nachschlagewerten wie [Hal] bzw. [SH06] entnommen:

Heizwert H_u	11.8 KWh/kg
Dichte ρ	840 kg/m^3

Die spezifische Abbrandgeschwindigkeit $\dot{r}_{spez}$ in [kg/m^2 min] ergibt sich aus der Dichte multipliziert mit der Abbrandgeschwindigkeit w_s in [mm/min]:

$$\dot{r}_{spez} = w_s * \rho$$

Aus dem Lehrbuch der theoretischen Feuerwehrausbildung [Hal] kann für Diesel eine spezifische Abbrandgeschwindigkeit entnommen werden, von:

$$\dot{r}_{spez} = 150\ [kg/m^2h] = 2.5\ [kg/m^2min]$$

Daraus kann die spezifische Brandleistung $\dot{Q}_{spez}$ ermittelt werden, für die gilt:

$$\dot{Q}_{spez} = \dot{r}_{spez} * H_u * 60 = 2.5 * 11.8 * 60 = 1770\ [KW/m^2]$$

Die fehlende Brandleistung um in der Summe einen 50 MW Brand zu generieren, ist auf die LKW-Brandfläche zu verteilen. Es ergibt sich:

$$\dot{Q}_{spez} = \frac{50000 - 1770 * 1.68}{188} = 250.14\ [KW/m^2]$$

Nun stehen alle Daten für die Brandsimulation bereit. Es wird lediglich die Vollbrandphase simuliert, die 30 Minuten andauern soll. Es wird dabei von einer konstanten Brandleistung ausgegangen, die den oben ermittelten Werten entspricht. Es wird des Weiteren davon ausgegangen, dass dem Feuer ausreichend Luft zur Verfügung steht, was praktisch zu hinterfragen wäre.

Simulationsdurchführung

Die Simulation des Brandszenarios wird mit dem Programm "Fire Dynamics Simulator" des National Institute of Standards and Technology als Unterabteilung des U.S. Department of Commerce [NIS] durchgeführt. Dabei handelt es sich um ein CFD-Programm (computer-fluid dynamics) zur Lösung von Strömungsproblemen und Wärmeausbreitung durch Radiation infolge Brandereignissen.

Das hydrodynamische Modell wird durch Lösung einer Form der Navier-Stokes Gleichung aufgebaut. Die Gleichungen gelten für geringe Windgeschwindigkeiten, wovon im Tunnel in der Regel ausgegangen werden kann. Neben der Vorgabe fixer Brandleistungen ist es auch möglich durch Eingabe der Bau- und Konstruktionsstoffe ein realistisches Brandereignis mit den entsprechenden chemischen Verbrennungsprozessen zu simulieren. Darauf wird hier allerdings nicht näher eingegangen. Der Wärmetransport infolge Radiation wird durch die Gleichungen der radiativen Wärmeausbreitung für ein graues Gas berücksichtigt. Dabei kommen Finite Volumenelemente zum Einsatz, die Wärme aufnehmen und abgeben können.

Weitere Informationen zum Programm können der Internetseite http://www.fire.nist.gov/fds entnommen werden. Hier kann das Programm auch kostenfrei bezogen werden.

Das geometrische Modell ist aus rechtwinkligen Volumenelementen aufzubauen. Alle Rundungen wie die der Tunnelschale sind somit durch kleine rechteckige Volumenelemente zu diskretisieren. Dazu wurde eine Tabellenberechnungsvorlage erstellt.

Ergebnisse der Brandsimulation

Die Simulation wurde über einen Zeitraum von 15 Minuten durchgeführt. Allein dafür war eine Simulationsdauer von ungefähr 48 Stunden notwendig, was den übermäßigen Rechenaufwand solcher Verfahren verdeutlicht. Deshalb haben solche Rechnungen nur für Spezialfälle ihre Anwendungsberechtigung. Ein mögliches Anwendungsgebiet dürfte sich vor allem bei der Auslegung und Dimensionierung betrieblicher Einrichtungen wie Lüftungen oder Brandmeldesystem ergeben. In unserem Fall soll hier nur ein kurzer Einblick in die Thematik geliefert werden. Die Abbildungen 6.1, 6.2 und 6.3 sind der graphischen Ausgabe der Brandsimulation entnommen. Dabei wurden drei Schnitte durch den betrachteten Tunnelabschnitt der Länge 4 m gelegt. Deutlich zu sehen ist die grau hinterlegte Tunnelkonstruktion. Die Fehlstellen und Vorsprünge auf der Außenseite ergeben sich durch noch nicht behobene Ungenauigkeiten bei der Erzeugung des Modells. Sie sind aber für die Berechnung der Wärmeausbreitung im Tunnel unwesentlich. Der blaue Kasten im Tunnel stellt das Bemessungsfahrzeug dar. Unter diesem befindet sich im vorderen Bereich die Flüssigkeitslache.

Der erste Schnitt liegt am nächsten zum Betrachter, noch vor der Flüssigkeitslache, der zweite Schnitt schneidet genau die Mitte der Lache und der dritte betrachtete Schnitt im Raum schneidet hinter dem LKW in einem Meter Abstand. Für alle drei Schnitte wurden zu drei Zeitpunkten der Brandphase eine graphische Darstellung der Temperaturverteilung ausgegeben und hier dargestellt.

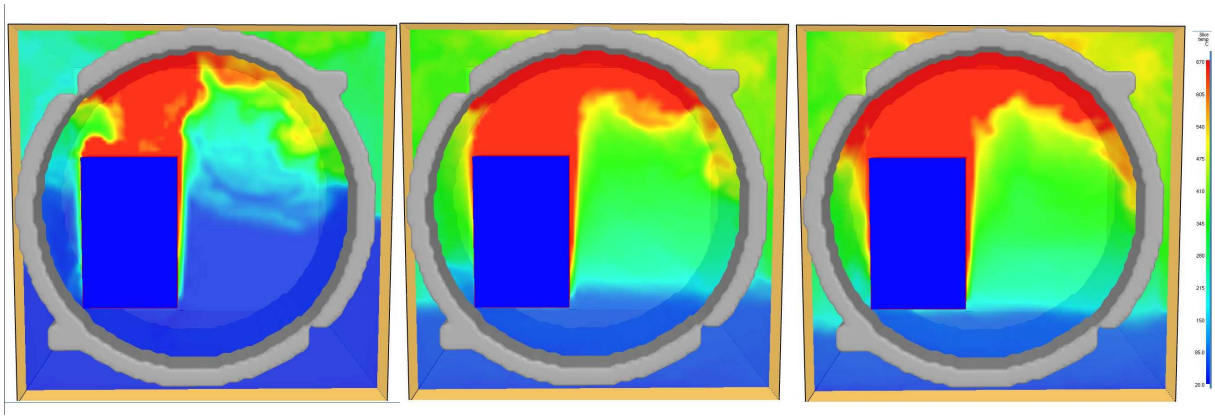


Abbildung 6.1: Ergebnissplotte der Brandsimulation - Schnitt 1; für Zeitpunkte t=15,55 und 88 sec.

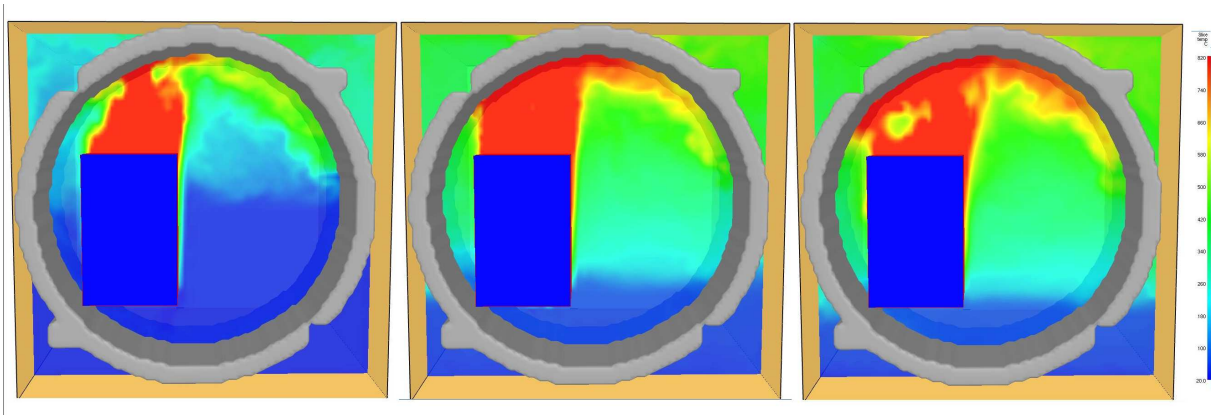


Abbildung 6.2: Ergebnissplotte der Brandsimulation - Schnitt 2; für Zeitpunkte t=15,55 und 88 sec.

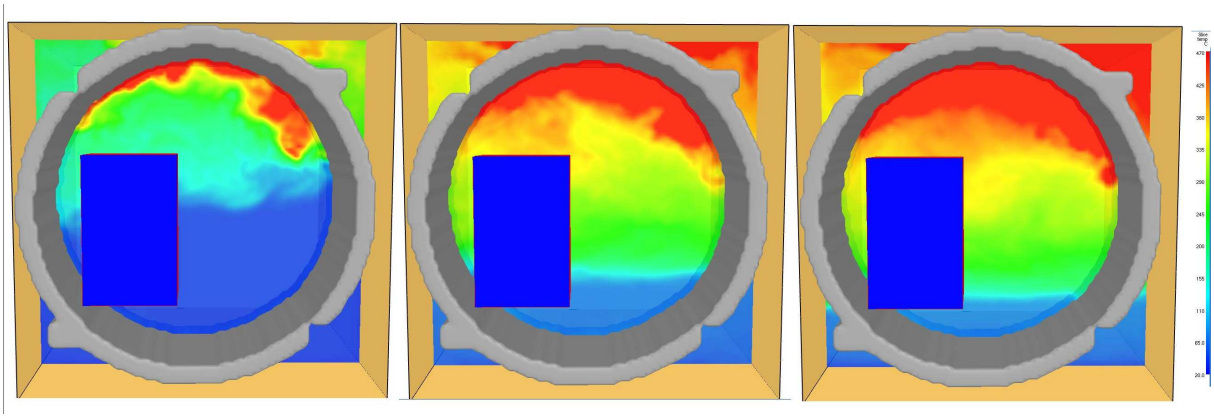


Abbildung 6.3: Ergebnissplotte der Brandsimulation - Schnitt 3; für Zeitpunkte t=15,55 und 88 sec.

Es ist deutlich zu sehen, das der vom Brandherd ausgehende Wärmestrom in erster Linie den Firstbereich der Tunnelkonstruktion erhitzt. Mit Fortschreiten des Brandereignisses sinken die sich abkühlenen Brandgase ab und die Wärme verteilt sich langsam über eine größere Fläche der Konstruktion. Der Öffnungswinkel der maximalen Hitzeausbreitung im Schnitt 2 ist ungefähr 110 Grad. In den Schnitten 1 und 3, die jeweils einen Meter entfernt vor und hinter Schnitt 2 liegen, ist schon ein deutlicher Temperaturabfall zu beobachten. Die Grenzflächen des heißen Luftpakets werden unschärfer. Vor allem im Schnitt 3 kann nachvollzogen werden, wie die Hitze im Firstbereich entläng der Tunnellängsrichtung wandert und die warme Luft bei Abkühlung langsam absinkt. Die Maximaltemperatur im Schnitt 2 beträgt rund 820^o Grad.

Die Simulation zeigt, dass nach längerer Branddauer auch die seitlichen Konstruktionsflächen erhitzt werden, allerdings mit deutlich geringeren Temperaturen. Der Firstbereich unter einem Öffungswinkel von rund 110 Grad im unmittelbaren Wirkbereich des Brandherdes ist deutlich höher beansprucht, als die seitlichen Konstruktionsflächen. In Längsrichtung fällt die Temperatur schnell ab, und die Hitze verteilt sich gleichmäßiger über die Tunnelinnenwandung.

6.1.2 Wärmeverteilung in der Konstruktion

Wie bereits in Kapitel 5.4 dargestellt wurde, handelt es sich bei der Bestimmung der Wärmeentwicklung im Bauteil um ein Potentialproblem, das letztlich auf eine Differentialgleichung führt. Die Randbedingungen der Differentialgleichung sind inhomogen, da über die Definition der Temperatur-Zeit-Kurve nach ZTV-ING die Oberflächentemperatur der Konstruktion zeitlichen Schwankungen unterworfen ist. Wird eine realistische Simulation bzw. Berechnung der Wärmeausbreitung in Tunnelquer- und Längsrichtung vorgenommen, wie in Kapitel 6.1.1. dargestellt, so ergeben sich weitere Inhomogenitäten, die bei der Definition der Randbedingungen zu berücksichtigen wären.

In diesem Kapitel soll auf eine realitätsnahe Variation der Oberflächentemperatur in Tunnellängs- und Querrichtung verzichtet werden. Das heißt, die hier vorliegenden Betrachtungen gehen davon aus, dass die Temperaturen gemäß der Temperatur-Zeit-Kurve gleich den Oberflächentemperaturen im gleichen Zeitabschnitt gesetzt werden können. Durch diese Annahme sollen die Ergebnisse des vorherigen Kapitels nicht abgewertet werden. Eine Berechnung der Oberflächentemperatur in Längs- und Querrichtung unter realitätsnahen Randbedingungen im Zuge einer CFD-Simulation (computational fluid dynamics) kann durchaus zu wirtschaftlichen Berechnungsergebnissen führen. Der Rechenaufwand ist allerdings auch dementsprechend hoch. Eine genauere Analyse ist allerdings nicht Gegenstand dieser Arbeit. Die Darstellung und der Vergleich verschiedener rechnergestützter Methoden zur Bestimmung der Hitzeentwicklung im Bauteil soll in diesem Kapitel im Vordergrund stehen und daher werden die Randbedingungen vereinfacht gleich den Gastemperaturen des Brandherdes nach Temperatur-Zeit-Kurve angesetzt.

Zur Lösung des Potentialproblems eignen sich Finite Element Programme, da hier inhomogene Randbedingungen relativ einfach und schnell vorgegeben werden können. Nachteil dieser Methode ist der hohe Rechenaufwand. Die Ergebnisse der Berechnung können nur schwer nachvollzogen werden. Daher wurde im Kapitel 5.4.1 eine Möglichkeit der analytischen Lösung des Potentialproblems vorgestellt. Die Lösung folgender Differentialgleichung:

$$\frac{\delta T(x,t)}{\delta t} = a\frac{\delta T(x,t)}{\delta x^2} + F(x,t)$$

führte letztlich auf eine abschnittsweise Gleichungsdefinition der Form:

für $t \leq t_1$

$$T(x,t) = T_o(1-\frac{x}{h}) - T_0 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2}{n\pi} e^{-a*(\frac{\pi n}{h})^2 * t} sin(\frac{\pi n}{h} x)$$

für $t_1 < t < t_2$

$$T(x,t) = T_0 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2}{n\pi}[\frac{h^2}{n^2\pi^2 a}\frac{1}{(t_2-t_1)} * (1 - e^{-a(\frac{\pi n}{h})^2(t-t_1)}) - e^{-a\frac{n\pi}{h}^2 t}] * sin(\frac{\pi n}{h}x) + T_0\frac{t_2-t}{t_2-t_1}(1-\frac{x}{h})$$

für $t \leq t_2$

$$T(x,t) = T_0 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2}{n\pi}[\frac{h^2}{n^2\pi^2 a}\frac{1}{(t_2-t_1)} * (1 - e^{-a(\frac{\pi n}{h})^2(t_2-t_1)}) - e^{-a\frac{n\pi}{h}^2 t_2}] * sin(\frac{\pi n}{h}x)e^{-a\frac{n\pi}{h}^2(t-t_2)}$$

Wobei

t_1	30 min
t_2	140 min

sofern die Temperatur-Zeit-Kurve nach RABT für Straßentunnel angesetzt wird. Hierbei wird, wie bereits in Kapitel 5.4.1 erläutert, die Periode der Aufheizung bis $t = 5$ min außer Acht gelassen. Die dadurch entstehenden Abweichungen und Ungenauigkeiten werden in den folgenden Berechnungen untersucht.

Berechnungsverfahren zur analytischen Lösung der WLG

Die Auswertung der obigen Reihenfunktionen als Lösungen der Wärmeleitungs-Differentialgleichung kann mittels mathematischer Berechnungsprogramme wie MATLAB oder OCTAVE erfolgen. Bei beiden Programmen handelt es sich um Berechnungsprogramme die vorwiegend zur numerischen Lösung mathematischer Probleme mittels Matrizenrechnung (MATLAB= MA*trix* LAB*oratory*) verwendet werden. OCTAVE ist eine freie Software unter Gnu-Lizenz (Projekt zur Entwicklung freier Software), welches in Handhabung und Programmierung ähnlich aufgebaut ist wie MATLAB. Die Eingabe erfolgt über die programmeigene Programmiersprache.

Die Auswertungen in diesem Kapitel sind mit OCTAVE durchgeführt, da das Programm kostenfrei bezogen werden kann.

In die Lösungsgleichungen geht der Wert der Temperaturleitfähigkeit a in $[\frac{m}{s^2}]$ ein. Wie in den Kapitel 5.5.1 bis 5.5.4 ausführlich dargestellt wurde, ist dieser allerdings selbst eine temperaturabhängige Größe. Für die hier betrachteten Probleme des Brandfalls im Tunnel mit daraus resultierenden hohen Temperaturen von bis zu 1200^o Celsius sind Werte für die Leitfähigkeit a von 0,25 bis 0,65 10^-6 $[\frac{m}{s^2}]$ zu erwarten, je nach Art der Zuschlagstoffe, Betonfeuchte und Dichte. Ein Wert für a von $0,25\ 10^-6$ errechnet für eine Betontemperatur von rund 1200 Grad Celsius bei Verwendung überwiegend quarzhaltiger Zuschlagsstoffe. Ein Wert für a von $0,65\ 10^{-6}$ errechnet für eine Betontemperatur von rund 20 Grad Celsius. Die Lösung der Differentialgle-

ichung mithilfe der obigen Gleichungen in den Zeitabschnitten gilt dabei zunächst unter der Annahme eines konstanten Wertes für a. In die Definition der Wärmeleitungsgleichung nach Fourier ging die Temperaturabhängigkeit der Temperaturleitfähigkeit nicht ein. Auch hier soll im ersten Berechnungsschritt diese Tatsache vernachlässigt werden. Stattdessen kommt ein mittlerer Wert der Wärmeleitfähigkeit zum Einsatz. Die Berechnung erfolgt dabei mit einem Wert von $a = 0,4\ 10^{-6}$ und für $a = 0,8\ 10^{-6}$. Der Wert für a von $0,4\ 10^{-6}$ kann dabei als geschätzter Wert für die mittlere Betontemperatur aufgefasst werden. Der Wert für a von $0,8\ 10^{-6}$ dient der Untersuchung, wie empfindlich die Berechnung auf den Wert a reagiert.

Abbildung 6.4 zeigt ein Schema zur Berechnung der Summengleichungen mit dem Programm OCTAVE. Die Lösung der Summengleichungen wurde mittels Schleifen ermittelt.

Als Ergebnis der Berechnung erhält man eine Textdatei im ASCII Format mit einer Matrix der Werte der Temperatur zur jeweiligen Schicht (x-Wert) und zughörigem Zeitschritt t. Über Tabellenberechnungsprogramme wie Microsoft Excel kann daraufhin eine weitere Auswertung der Daten vorgenommen werden. Die Abbildungen 6.5 und 6.6 zeigen graphisch die Ergebnisse der Berechnung für einen Querschnitt der Höhe $h = 0.4$ m zu verschiedenen Zeitschritten, mit den Werten der Leitfähigkeit a von 0,4 und 0,8 10^{-6}. Die Zuschlagsstoffe wurden dabei als überwiegend quarzhaltig angenommen.

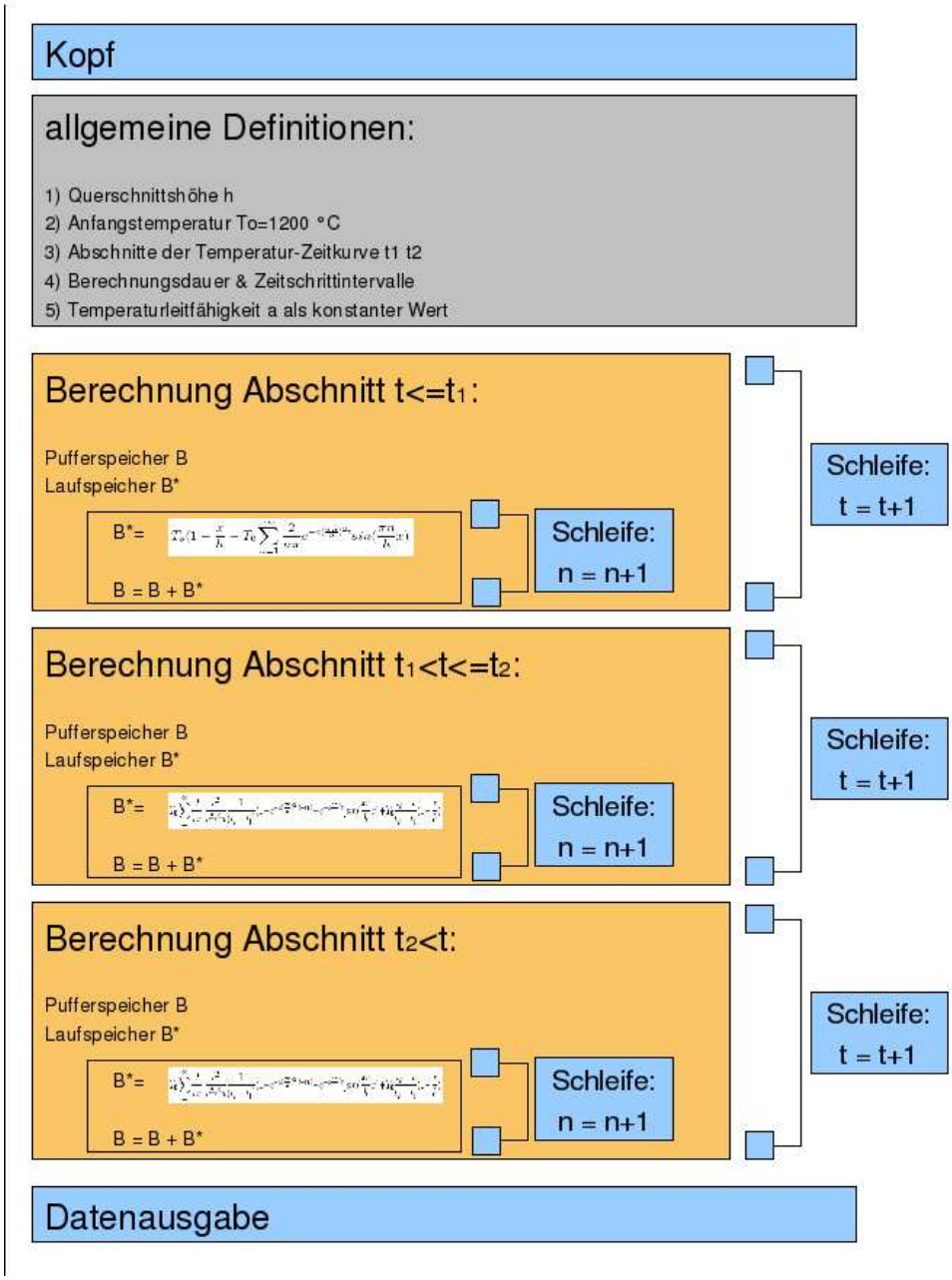


Abbildung 6.4: Berechnungsschema mit OCTAVE

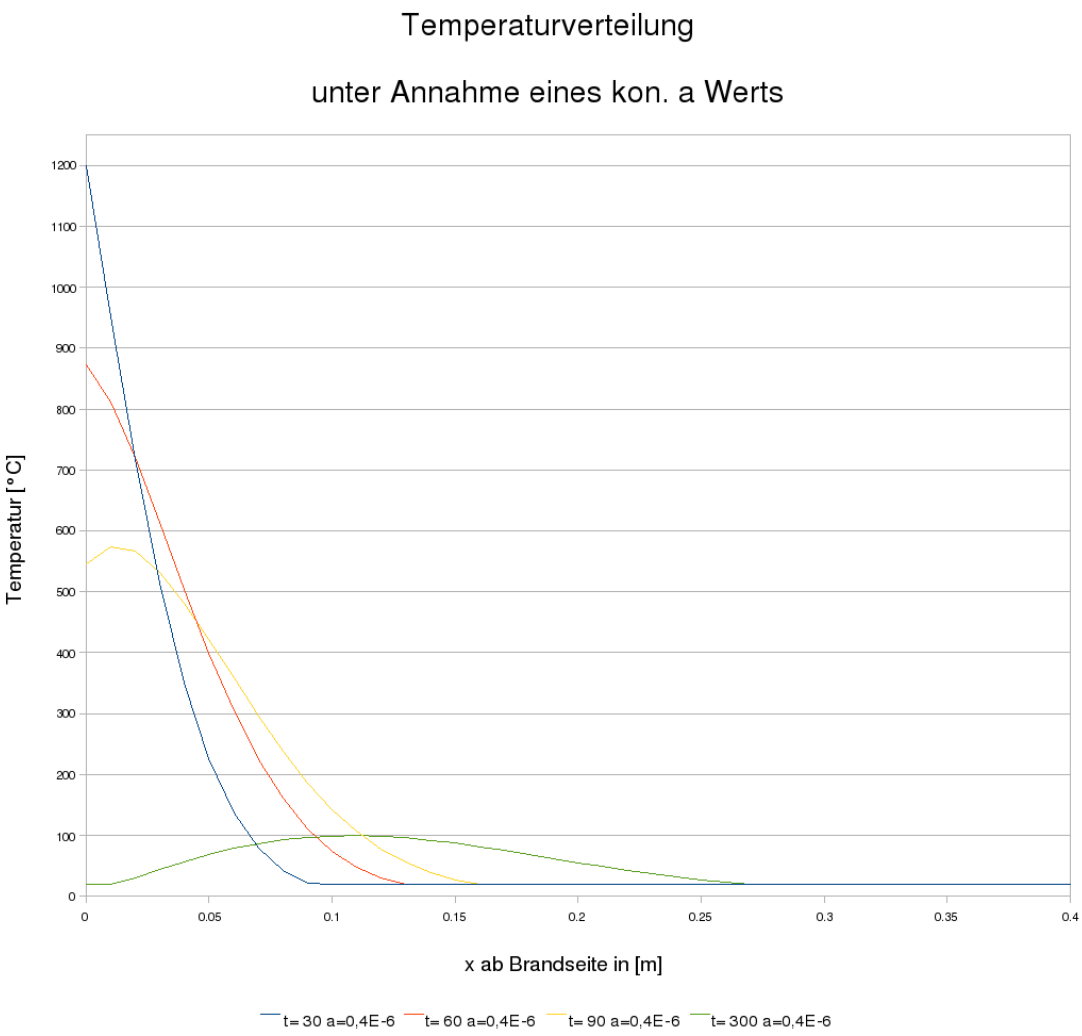


Abbildung 6.5: Temperaturprofile für $a = 0.4E^{-6}$

Die Graphiken verdeutlichen, dass bis zu einem Zeitpunkt von fast 90 Minuten die Temperatur innerhalb des Querschnitts stark abfällt. Zum Zeitpunkt $t = 60$ Minuten beträgt die Eindringtiefe der Temperatur gerade einmal rund 18 cm. Der restliche Querschnitt ist völlig unbeansprucht. Mit Fortschreiten der Temperatureinwirkung verlagert sich das Maximum in den Querschnitt hinein. Auch nach Ende der Brandeinwirkung herrscht im Querschnitt noch eine erhöhte Temperatur.

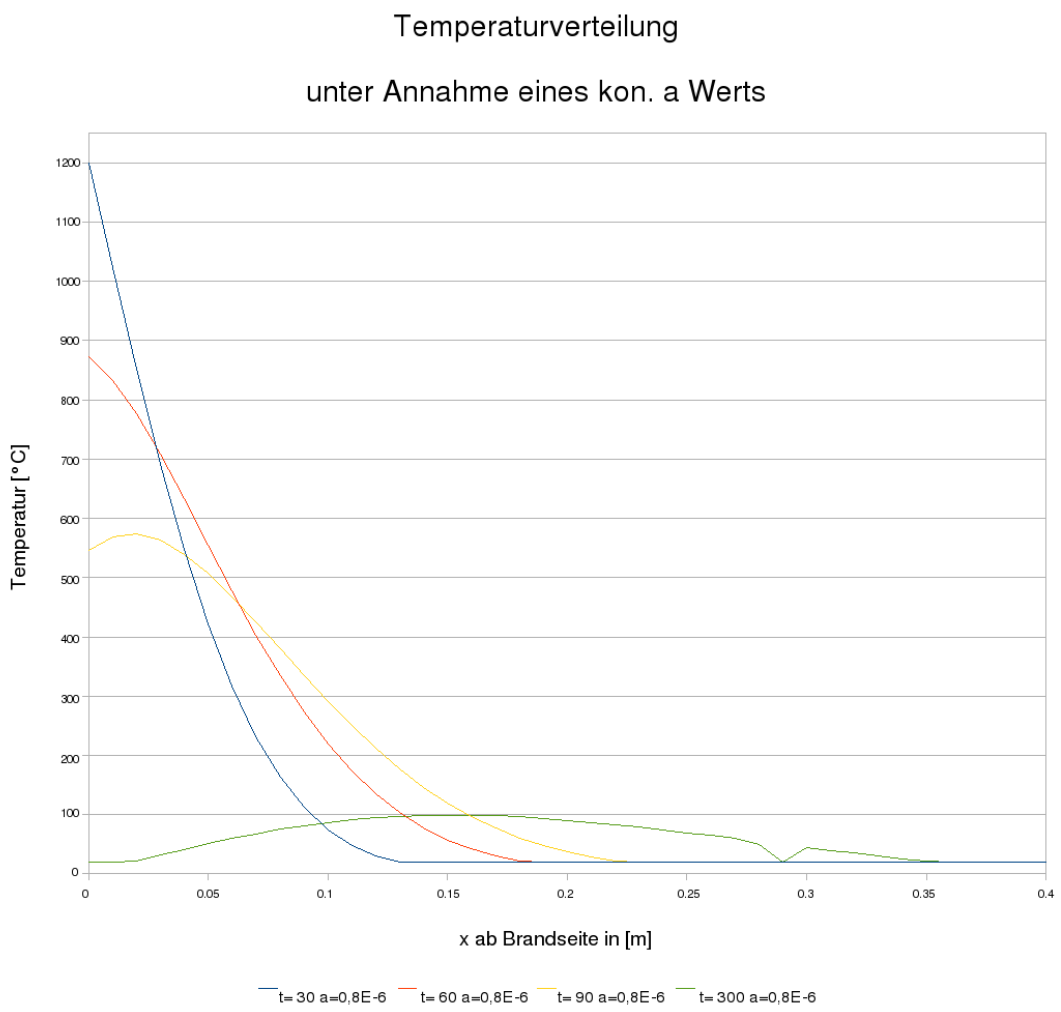


Abbildung 6.6: Temperaturprofile für $a = 0.8E^{-6}$

Bei Ansatz einer Temperaturleitfähigkeit a von $0,810^{-6}$ zeigen die Temperaturverläufe im Vergleich eine etwas erhöhte Eindringtiefe, aufgrund der erhöhten Wärmeleitfähigkeit.

Vergleich mit numerischen Berechnungsverfahren

Da den obigen Auswertungen ein konstanter Wert der Wärmeleitfähigkeit zugrunde liegt, soll an dieser Stelle ein Vergleich mit den Ergebnissen einer numerischen Berechnung vollzogen werden. Als Programm zur numerischen Lösung des Wärmeleitungsproblems kam hier Sofistik zum Einsatz. Und hierbei das Programmmodul “Hydra”, welches allgemein zur Lösung von Potentialproblemen eingesetzt werden kann, worunter neben Temperaturverteilungen auch Strömungsprobleme im Grundwasser fallen.

Die Potentialprobleme werden durch die Programmsoftware auf numerischem Weg durch Iteration gelöst. Die zu untersuchende FEM-Struktur ist durch Knoten und Elemente definiert. An den Randknoten ist eine Temperatur als zeitlich veränderliche Randbedingung angegeben. In unserem Fall entspricht dies der Beanspruchung der brandzugewandten Seite durch die

Temperatur-Zeitkurve. Anschließend erfolgt die Berechnung des Energietransports durch die Struktur nach der Gleichung:

$$Q = -(H - VP) * VAL + EPS * 5.67E^{-8}(H^4 - VP^4) \tag{6.1}$$

Wobei Q der transportierten Energiemenge entspricht. Q ist damit vom aktuellen Potentialwert, sprich der Temperatur, und den Werten der Leitfähigkeit abhängig.

H	Potential des Randknotens
VP	Potential der Umgebung [K]
VAL	Leitwert $[KW/m^2K]$
EPS	Emissionsgrad des Feuers/Bauteiloberfläche [-]
$5.67E^{-8}$	Stefan-Boltzmann Konstante

Gemäß nationalem Anwendungsdokument NAD zur Norm DIN EN 1992-1-2 sind die Werte in der Berechnung folgendermaßen belegt worden:

VAL	0.025 $[KW/m^2K]$
EPS	$0.8 * 0.9 = 0.72$ [-]

Die Definition der temperaturabhängigen Materialwerte wie Leitfähigkeit, Dichte und spezifischer Wärmekapazität erfolgt gemäß EC 2 und damit konform den analytischen Berechnungen.

Nach iterativer Lösung des Potentialproblems ist jedem Knoten der Struktur zu jedem Zeitabschnitt eine Temperatur zugeordnet. Wie in Kapitel 6.3.1 erläutert wird, ist die weitere Verwendung der Potentialwerte für statische Berechnungen des Lastfalls Brand und der daraus resultierenden Zwangsschnittkräfte in Sofistik durchgängig möglich. Hier wurden die Werte allerdings exportiert und in Abbildung 6.7 für den Zeitschritt $t = 30$ min den Werten der analytischen Lösung gegenüber gestellt.

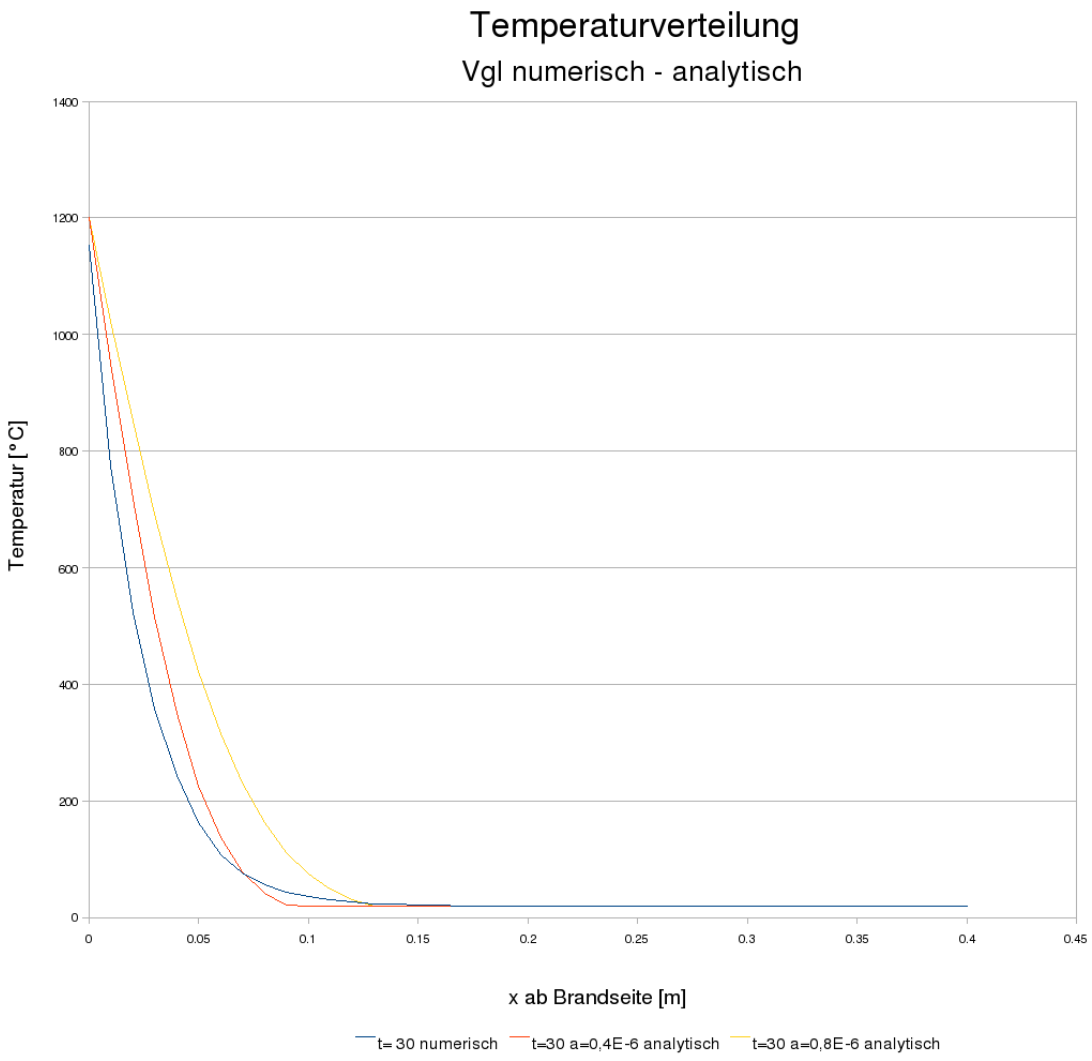


Abbildung 6.7: Vergleich numerisch und analytisch ermittelter Temperaturprofile für $t = 30$ min

Es ist zu erkennen, dass die analytische Lösung mit einer geschätzten mittleren Temperaturleitfähigkeit $a = 0.4E^{-6}$ den Werten der numerischen Berechnung relativ nahe kommt. Erwartungsgemäß ist der Wärmeeintritt am Rand der brandzugewandten Seite größer, da für die hier herrschenden Temperaturen eine geringere Leitfähigkeit a $[m/s^2]$ anzunehmen wäre. In weiter innen liegenden Bereichen ist dies genau umgekehrt. Die Berechnung für $a = 0.8E^{-6}$ weicht indes schon deutlicher von den Berechnungsergebnissen der numerischen Lösung ab.

Verbesserung der analytischen Berechnung

Wenngleich die Vergleiche des vorigen Kapitels aufzeigen, dass numerische und analytische Berechnungen bei Wahl eines geeigneten Wertes für a keine gravierenden Abweichungen ergeben, so soll in diesem Kapitel doch kurz auf die Möglichkeit hingewiesen werden, wie die analytischen Ergebnisse verbessert werden können. Dabei soll ein verkürzter iterativer Prozess der Temperaturabhängigkeit des Wertes a Rechnung tragen. Abbildung 6.8 zeigt den dazu programmierten

Algorithmus bei der Berechnung mittels OCTAVE.

Hierbei wird für jeden Zeitschritt zunächst der Wert $a = 0.4E^{-6}$ angenommen. Anschließend erfolgt die Berechnung nach den Summenformeln (6.2) bis (6.4) für jede Schicht im Querschnitt zum betrachteten Zeitschritt. Anschließend wird der Wert a entsprechend der errechneten Temperatur angepasst, und zwar nach den Angaben in DIN EN 1992-1-2. Danach wird die Berechnung für den Zeitschritt von neuem gestartet. Diese iterative Anpassung erfolgt mehrmals. Durch diese weitere Schleife in der Berechnung kann der Temperaturabhängigkeit Rechnung getragen werden. Es ist davon auszugehen, dass die Lösung schnell iteriert.

Abbildung 6.9 stellt die Temperaturverteilung im Querschnitt nach numerischer und analytischer Berechnungen, unter Anwendung der iterativen Bestimmung von a, im Vergleich gegenüber.

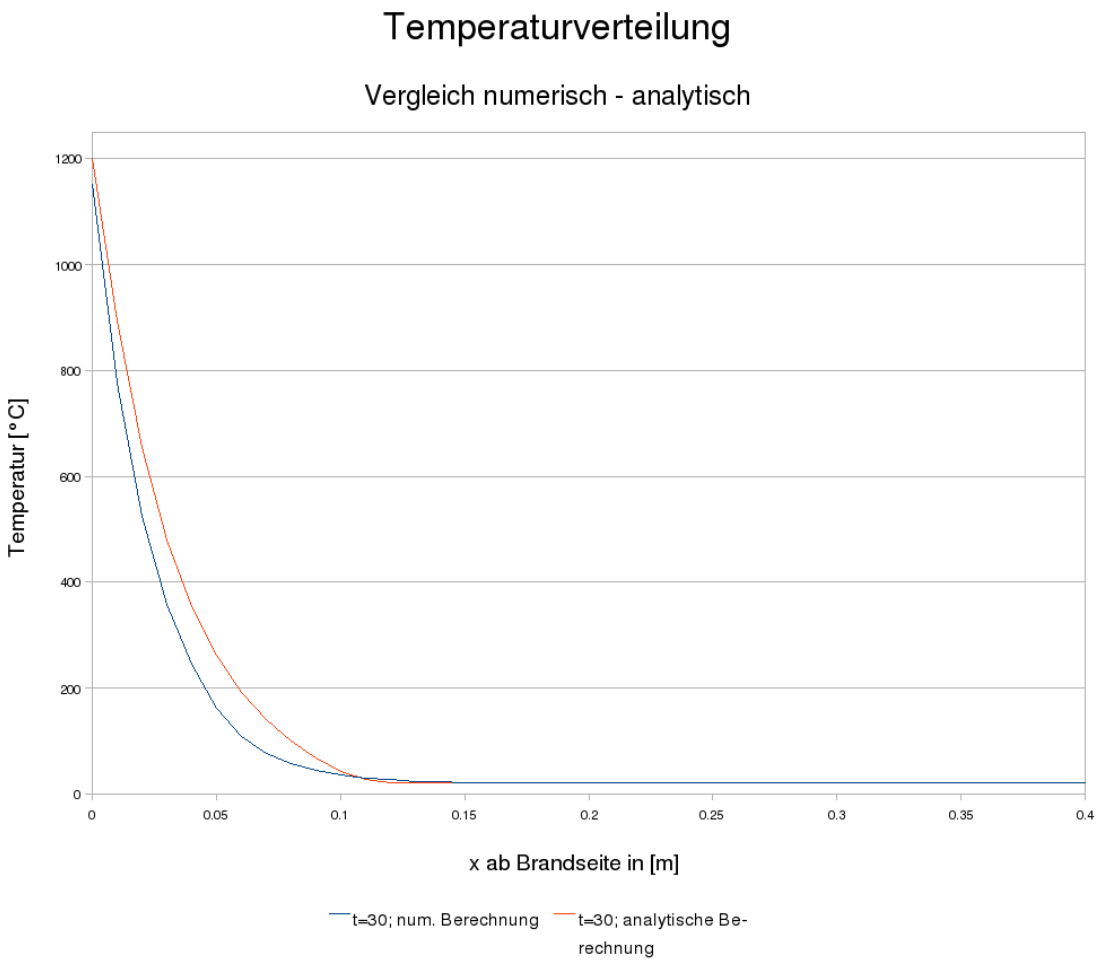


Abbildung 6.9: Vgl. numerische und verbesserte analytische Berechnungsergebnisse für $t = 30$ min

Wenngleich die Werte immer noch nicht identisch sind, so ist doch eine weitere Annäherung zu erkennen. Vor allem quantitativ stimmt der Verlauf der Temperaturwerte über den Querschnitt aus der analytischen Berechnung relativ gut mit dem der numerischen Berechnung überein. Die verbleibenden Unterschiede lassen sich auch durch die Wahl der Randbedingungen erklären. Der numerischen Berechnung liegt die Definition der Brandkurve nach RABT/ZTV-

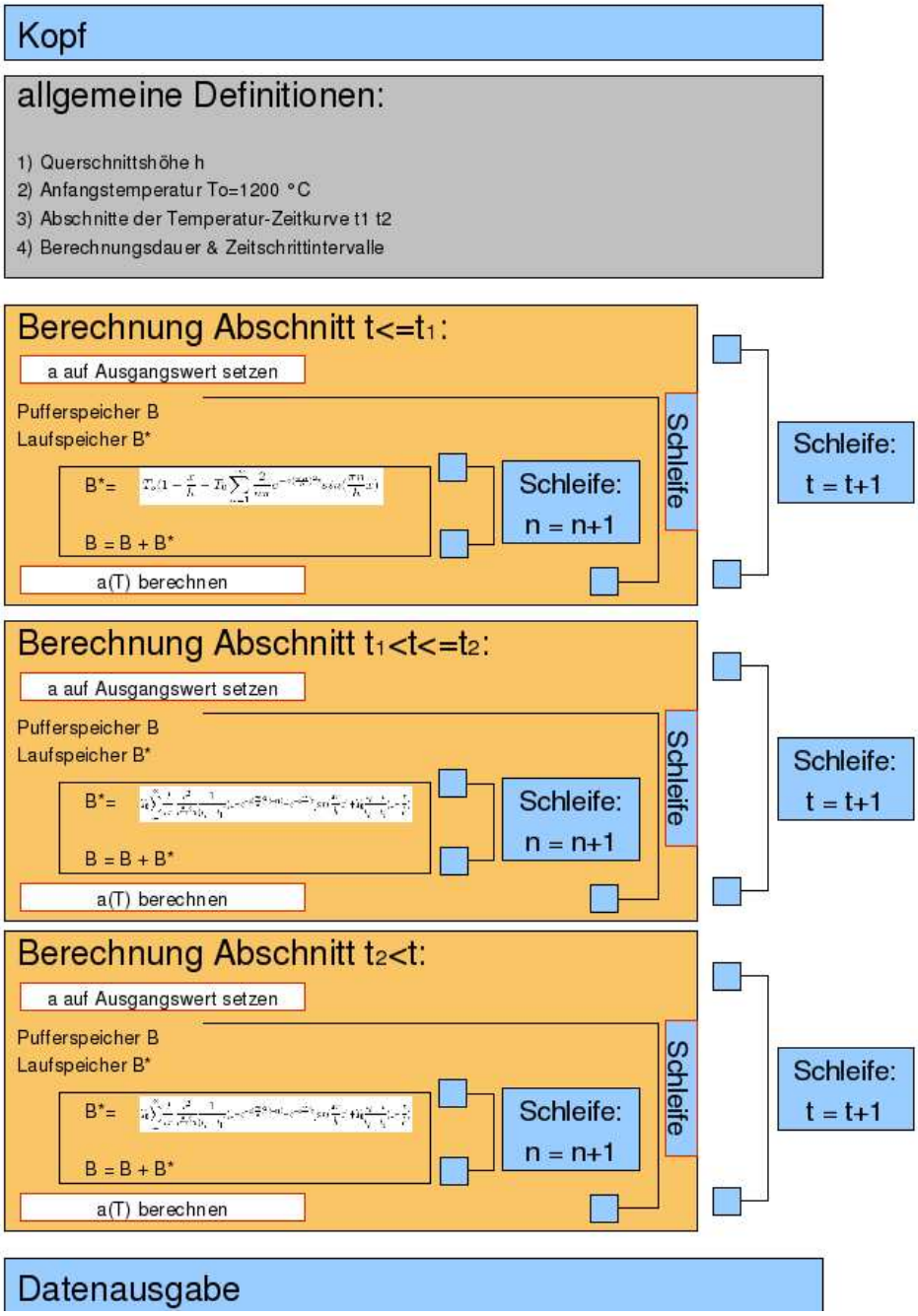


Abbildung 6.8: verbesserte Eingabe mit OCTAVE

ING zugrunde, unter Beachtung der Aufheizzeit von 5 min. Bei der analytischen Berechnung wurde dieser Zeitabschnitt nicht abgebildet. Es herrscht von Beginn an eine Temperatur von 1200^oC, bis zum Zeitschritt $t_1 = 30min$ und der damit beginnenden Abklingphase. Einen noch größeren Einfluss auf die Temperaturprofile, der den Unterschied beider Kurven erklärt besitzt die Betonfeuchte. Bei der analytischen Berechnung wurde mit 0 % Betonfeuchte gerechnet. Der numerischen Berechnung liegt die Annahme einer Betonfeuchte von 4 % zugrunde. Rechnerisch geht der Unterschied in die Bestimmung der spezifischen Wärmekapazität ein, und damit in die Bestimmung der Temperaturleitfähigkeit a. Es wird auf Kapitel 5.5.1 verwiesen, in dem die zugehörigen Zahlenwerte beschrieben werden. Gemäß Norm wird ein Verlauf der spez. Wärmekapazität c_p vorgegeben, der für trockenen Beton gültig ist. Bei 115^o Celsius ist abhängig der Betonfeuchte eine Spitzenwert für c_p anzusetzen. Er rührt daher, dass hier fast alle thermische Energie zur Änderung des Aggregatzustandes der Betonfeuchte verbraucht wird. Der Wärmestrom in das Bauteil wird damit etwas verlangsamt.

Die Werte der analytischen Berechnung können aber als ausreichend genau betrachtet werden. Vor allem für die Analysen und Berechnungen der folgenden Kapitel. Warum hier ein Exkurs auf analytische Berechnung genommen wurde, lässt sich damit erklären, dass die Datenübergabe von OCTAVE an eine Tabellenrechnung, wie im folgenden Kapitel dargestellt, relativ einfach und schnell möglich ist. Der Datenexport aus Sofistik bezüglich der Potentialwerte einer thermischen Berechnung ist bisher eher unpraktisch.

6.2 Bestimmung eines äquivalenten linearen Temperaturprofils

Als Ergebnis aus Kapitel 6.1 erhalten wir eine quantitative Aussage über die Temperaturverteilung im Querschnitt zu jedem Zeitschritt innerhalb der Branddauer. Gleichgültig ob die Bestimmung der Temperatur an den Knotenpunkten bzw. Schichtgrenzen durch eine numerische oder analytische Berechnung erfolgt ist, soll sich dieses Kapitel mit der weiteren Verarbeitung der Daten beschäftigen.

Wie den Abbildungen 6.5 und 6.6 zu entnehmen ist, verläuft die Temperaturkurve zunächst streng monoton fallend. Zu einem fortgeschrittenen Zeitpunkt des Brandereignisses hingegen verlagert sich das Maximum der Temperaturkurve in das Bauteilinnere. Die Kenntnis der Temperaturverteilung kann schließlich in die statische Berechnung eingehen. Aus der Statik ist bekannt dass eine gleichmäßige Temperaturerhöhung über den gesamten Querschnitt eine gleichmäßige Ausdehnung zur Folge hat, wohingegen ein Temperaturgradient zu einer Verkrümmung des Querschnitts führt. Diese Verformungen finden spannungslos statt. Verhindert der kinematische Freiheitsgrad des Systems allerdings eine der sich einstellenden Verformungen aus dem Lastfall Temperatur, so führt dies zu Zwangsschnittgrößen.

In unserem Fall eines Tunnels als einschalige Tübbing-Konstruktion sind zu einem gewissen Maße sowohl Ausdehnung als auch Verkrümmung behindert. Somit sind Schnittkräfte aus dem Lastfall Brand zu erwarten.

In Kapitel 5.6.2 wurde ein Einblick in die Berechnungsmodelle für einschalige Tübbing-Konstruktionen gegeben. Eines der möglichen Berechnungsmodelle stellt jenes des gebetteten Stabzuges dar. Ring- und Längsfugen des Systems werden über Dreh- und Koppelfedern erfasst. Die Berechnung der Schnittgrößen anhand von Stabzugmodellen kann durch Rechnerunterstützung relativ schnell erfolgen. Für den Lastfall Brand bedeutet dies allerdings, dass Temperaturbelastungen lediglich als gleichmäßige Temperaturveränderungen T_m und lineare Temperaturgradienten Δt auf das System aufgebracht werden können. Ein wirklichkeitsnaher Verlauf, wie in den Abbildungen dargestellt, kann nicht auf das System angesetzt werden, dazu sind FEM-Modelle zu verwenden. Von einer linearen Verteilung der Temperatur sind die dargestellten Kurven der Temperaturverteilung allerdings weit entfernt, da sie eben aus Finiten-Element-Strukturen gewonnen wurden, bei denen der Querschnitt zumindest über seine Höhe in Einzelelemente unterteilt ist, an deren Knotenpunkten die Gleichung des Potentialproblems gelöst wird und in der Datenbank Werte der herrschenden Temperatur abgespeichert werden. Bei der analytischen Rechnung ist dies ebenso der Fall, nur dass hier Matrizen erzeugt werden, die den x-Werten der Schichtgrenzen Temperaturen zu den jeweiligen Zeitabschnitten zuordnen.

Die Durchgängigkeit bezüglich der Verwendung der Ergebnisse der Berechnung mit dem Programmpaket Hydra zur Lösung der Potentialprobleme und anschließender statischer Berechnung von Stabzügen ist bei Sofistik also nur teilweise gegeben. Die Durchgängigkeit ist lediglich bei Verwendung Finiter Element Strukturen (FEM) zur Lösung des Potentialproblems wie auch für die statische Berechnung gegeben.

Ziel dieses Kapitels soll es sein, eine Methode aufzuzeigen, aus den gewonnenen Temperaturprofilen äquivalente lineare Temperaturverläufe als Kombinationen von linearen Gradienten und gleichmäßigen Temperaturerhöhungen zu erzeugen. Das dies selbst bei FEM Berechnungen von

Vorteil ist, wird im Kapitel 6.3 angeschnitten. Man kann sagen, die Schnittkräfte konvergieren schneller und reagieren weniger empfindlich auf die Netzfeinheit der FEM-Struktur, oder anders ausgedrückt, man kann mit gröberen Netzen rechnen, wodurch sich die Berechnungsdauer stark verkürzt.

6.2.1 Herleitung der äquivalenten linearen Temperaturprofile

Aus der Statik ist bekannt, welche Verformungen aus den linearen Temperaturprofilen T_m und Δt bei Gültigkeit der Elastizitätstheorie entstehen. Im Folgenden sind die entsprechenden Zusammenhänge nochmals aufgeführt.

gleichmäßige Temperaturänderung T_m

Die Dehnung infolge gleichmäßiger Temperaturänderung T_m ergibt sich zu:

$$\varepsilon_{Tm} = \alpha_T * T \tag{6.2}$$

gleichzeitig gilt für die Spannungen aus Normalkräften:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \varepsilon * E \tag{6.3}$$

und daraus folgt:

$$N = \varepsilon * E * A \tag{6.4}$$

linearer Temperaturgradient Δt

Aus der Statik ist bekannt, dass die Krümmung als zweite Ableitung der Biegelinie ungefähr gleich dem Quotient aus Moment und Flächenmoment zweiten Grades multipliziert mit dem E-Modul ist:

$$\kappa = w'' = \frac{M}{EI} \tag{6.5}$$

Des Weiteren stellt die folgende Gleichung einen Zusammenhang zwischen dem Moment, welches sich aus vollständiger Behinderung der Krümmung einstellt und einem Temperaturgefälle Δt her. Dabei sei der Verlauf der Temperatur über den Querschnitt von der einen zur anderen Seite linear.

$$M_T = \frac{EI}{h}\alpha_T \Delta t \tag{6.6}$$

Die aufgeführten Gleichungen können zum Beispiel für den beidseitig eingespannten Träger hergeleitet werden, worauf allerdings an dieser Stelle verzichtet wird.

Umgeformt ergibt dies:

$$\kappa = \frac{\alpha_T \Delta t}{h} \tag{6.7}$$

Kombination beider Temperaturprofile

Es soll eine beliebige Kombination aus gleichmäßiger Temperaturänderung T_m und linearem Temperaturgradienten Δt betrachtet werden. Abbildung 6.10 zeigt das Resultat der Kombination, ein quasi trapezförmiges Temperaturprofil über die Querschnittshöhe.

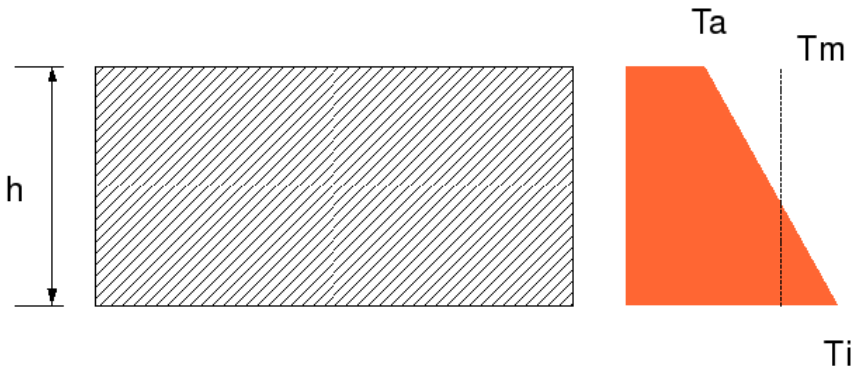


Abbildung 6.10: lineares Temperaturprofil

Die Größen T_i,T_a und T_m sind dabei die Temperatur der brandzugewandten Seite, jene der abgewandten Seite und die mittlere Temperatur. Für die mittlere Temperatur T_m, die eine gleichmäßige Temperaturdehnung des Querschnitts bewirkt, gilt:

$$T_m = \frac{T_i + T_a}{2} \tag{6.8}$$

Für den linearen Temperaturgradient Δt, der eine Verkrümmung κ des Querschnitts bewirkt, gilt indes:

$$\Delta t = T_i - T_a \tag{6.9}$$

Es soll davon ausgegangen werden, dass die Dehnung ε des Querschnitts bekannt sei. Aus der vorigen Herleitung ist der Zusammenhang zwischen mittlerer Temperatur T_m und Dehnung ε bekannt.

$$\varepsilon = \alpha_T * T_m$$

Wobei nach den obigen Darstellungen gilt:

$$T_m = \frac{T_i + T_a}{2}$$

Durch Einsetzen und Auflösen nach T_a folgt daraus:

$$\varepsilon = \alpha_T \frac{T_i + T_a}{2}$$

$$\Rightarrow T_a = \frac{2\varepsilon}{\alpha_T} - T_i$$

Ein analoger Schritt soll für den Fall einer bekannten Krümmung begangen werden:

$$k = \frac{\alpha_T \Delta t}{h}$$

$$\Rightarrow \Delta t = T_i - T_a = \frac{\kappa h}{\alpha_T}$$

Damit sind zwei Gleichungen aus Dehnungs- und Krümmungsbeziehung zur Bestimmung von T_i und T_a gegeben. Die Bestimmung von T_i und T_a kann somit erfolgen und ergibt sich schließlich zu:

$$\Delta t = T_i - (\frac{2\varepsilon}{\alpha_T} - T_i) = \frac{\kappa h}{\alpha_T}$$

$$2T_i = \frac{\kappa h}{\alpha_T} + \frac{2\varepsilon}{\alpha_T}$$

$$= (2\varepsilon + \kappa h)\frac{1}{\alpha_T}$$

$$T_i = \frac{1}{\alpha_T}(\varepsilon + \frac{\kappa h}{2}) \tag{6.10}$$

Analog gilt:

$$T_a = \frac{1}{\alpha_T}(\varepsilon - \frac{\kappa h}{2}) \tag{6.11}$$

Die Gleichungen (6.14) und (6.15) erlauben es also, zu einer beliebigen bekannten Dehnung ε und Krümmung κ ein lineares Temperaturprofil zu finden, dass über die Temperatur der brandzugewandten Seite T_i und der gegenüberliegenden Seite T_a definiert ist. Sind die Krümmungen und Dehnungen aus der Temperaturbelastung infolge einer Temperatur-Zeit-Kurve wie in ZTV-ING zu einem bestimmten Zeitpunkt bekannt, so kann daraus ein lineares Profil erzeugt werden, welches dann auch auf Systeme wie Stabzüge angesetzt werden kann.

Das Problem besteht also darin, die bislang unbekannten Dehnungen und Krümmungen infolge der Temperaturbelastungen nach ZTV-ING oder anderen Temperatur-Zeit-Kurven zu bestimmen. Die Temperaturprofile aus diesen Randbedingungen sind keineswegs linear wie die Graphen der vorigen Kapitel belegten. Die Bestimmung von Dehnung und Krümmung ist also nicht trivial. Das nächste Kapitel liefert zu diesem Problem allerdings einen vereinfachten Ansatz der Bestimmung von ε und κ, wie er dem Anhang D der Norm DIN V ENV 1992-1-2:1995 entnommen werden kann (ältere Fassung).

6.2.2 Vereinfachtes Verfahren zur Bestimmung von Krümmung & Dehnung

Das vorige Kapitel zeigte eine Methode auf, bekannte Dehnungen und Krümmungen infolge beliebiger Temperaturprofile in ein äquivalentes lineares Temperaturprofil als Kombination von gleichmäßiger Temperaturänderung T_m und linearem Gradient Δt zu überführen. Dieses Kapitel befasst sich mit der vereinfachten Bestimmung der Krümmung κ und Dehnung ε.

Ganz allgemein gilt in der Statik:

$$\varepsilon = \frac{N}{E_c(T)A} \tag{6.12}$$

und

$$\kappa = \frac{M}{E_c(T)I} \tag{6.13}$$

Diese Gleichungen zur Bestimmung der Dehnung und Krümmung gelten für einen Abschnitt mit konstanter Temperatur, da die Größe des Elastizitätsmoduls $E_c(T)$ temperaturabhängig ist, wie beispielsweise in Kapitel 5.5.6 aufgezeigt wurde.

Die Gleichung (6.16) zur Bestimmung der Dehnung aufgelöst nach der Normalkraft ergibt:

$$N = A * \varepsilon * E_c(T)$$

Des Weiteren gilt die Gleichung zur Bestimmung der Dehnung infolge gleichmäßiger Temperaturänderung T_m:

$$\varepsilon = \alpha_T * T$$

Auch diese Gleichung ist temperaturabhängig da die Temperaturdehnung eine Größe in Abhängigkeit der Temperatur ist.

In kleinen Abschnitten i des Querschnitts in denen eine annähernd konstante Temperatur angenommen werden kann, gilt somit:

$$N_i = A_i * E_{c,i}(T) * \alpha_{T,i} * T_i \tag{6.14}$$

Als weitere Annahme soll ein mittlerer temperaturreduzierter E-Modul $\overline{E_c}$ für den gesamten Querschnitt angesetzt werden, der sich gemäß folgender Gleichung errechnet:

$$\overline{E_c} = \frac{\sum_n E_{c,i}(T)d_i}{h} \tag{6.15}$$

Wobei d als Dicke der Teilflächen i des Querschnitts entsprechend Abbildung 6.11 definiert wird. Mit dieser Gleichung ist also ein mittlerer E-Modul des gesamten Querschnitts gegeben, der der Temperaturabhängigkeit Rechnung trägt.

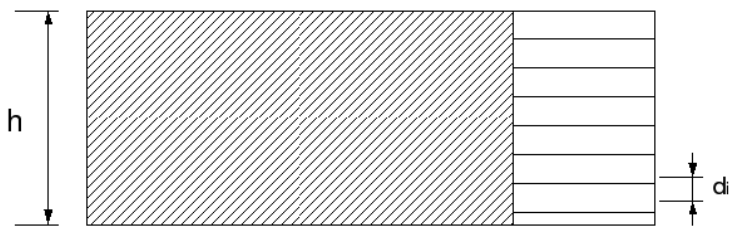


Abbildung 6.11: Unterteilung des Querschnitts

Sofern von einer konstanten Fläche $A_i = d_i * b_i$ der einzelnen Querschnittselemente ausge-

gangen werden kann, sprich die Breite des Querschnitts konstant ist und die Höhe in n gleiche Abschnitte unterteil wurde, kann eine Gleichung zur näherungsweise Bestimmung der Dehnung gefunden werden:

$$\varepsilon \overline{E_c} A = N = \sum_n N_i$$

$$= \sum_n A_i * E_{c,i}(T) * \alpha_{T,i} * T_i$$

Bezogen auf einen 1 Meter breiten Balken und damit $A = 1 * h$ ergibt sich daraus die Gleichung zur Bestimmung der Dehnung des Querschnitts infolge eines beliebigen Temperaturprofils, welches durch Knotenpunkt-Temperaturen T_i gegeben ist:

$$\varepsilon = \frac{1}{\overline{E_c} h} \sum_n N_i = \frac{1}{\overline{E_c} h} \sum_n d_i * E_{c,i}(T) * \alpha_{T,i} * T_i \tag{6.16}$$

Die Dehnung des Querschnitts infolge eines gegebenen Temperaturprofils ist somit bestimmt. Die Krümmung des Querschnitts kann aus folgenden Gleichungen ermittelt werden:

$$\kappa = \frac{M}{E_{c,i}(T) I}$$

$$\Rightarrow \kappa \overline{E_c} I = \sum_n M_i$$

Diese Gleichung gilt ebenso nur unter der Annahme einer konstanten Querschnittsbreite. Die Momentenanteile M_i ergeben sich durch Multiplikation der Normalkraftanteile entsprechend Gleichung (6.18) mit dem Hebelarm des Querschnittselements zum Schwerpunkt des Gesamtquerschnitts:

$$\sum_n M_i = \sum_n N_i e_i \tag{6.17}$$

Abbildung 6.12 verdeutlicht die geometrischen Zusammenhänge.

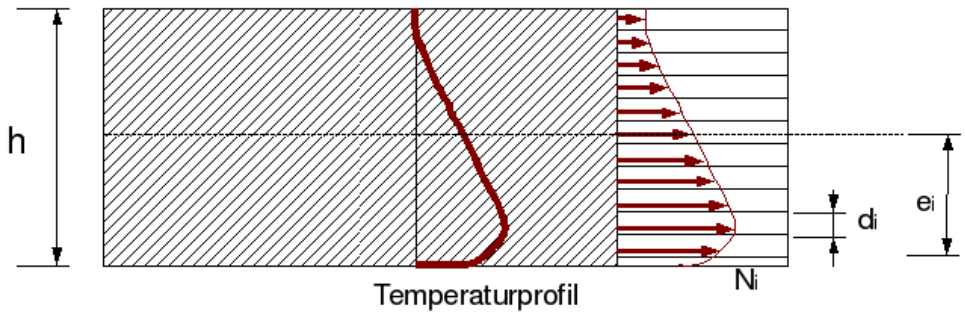


Abbildung 6.12: Normalkraft- und Momentenanteile aus Temp.-Dehnung des Querschnitts

Daraus folgt schließlich eine Gleichung zur Bestimmung der gesuchten Krümmung infolge eines gegebenen Temperaturprofils:

$$\kappa = \frac{1}{E_{c,i}(T)I} \sum_{n} N_i * e_i \tag{6.18}$$

Die Herleitungen dieses Kapitels haben somit eine Methode zur näherungsweißen Bestimmung der Querschnittsdehnung und -krümmung infolge eines beliebigen nichtlinearen Temperaturprofils über den Querschnitt aufgezeigt. Für genügend klein definierte Querschnittsteile, sprich Teilung des Querschnitts in seiner Höhe in eine ausreichende Anzahl von Schichten, kann die Dehnung und Krümmung hinreichend genau bestimmt werden. Das dieses Verfahren bei ausreichend kleiner Definition der Teilquerschnitte sehr brauchbare Werte liefert, kann anhand Kapitel 6.3.1 nachvollzogen werden.

In die Gleichungen gehen die Knotentemperaturen, geometrische Querschnittsgrößen und der E-Modul ein. Der E-Modul ist hierbei temperaturabhängig angesetzt. Die temperaturabhängige Bestimmung des E-Moduls wurde in Kapitel 5.5.6 beschrieben.

6.2.3 Bestimmung von T_i & T_a durch EDV-Unterstützung

Die Kapitel 6.2.1 und 6.2.2 liefern als Ergebnis eine Möglichkeit zu einem gegebenen Temperaturprofil, welches beispielsweiseeiner numerischen Berechnung entstammt, über die Berechnung der Krümmung κ und Dehnung ε schließlich ein äquivalentes lineares Temperaturprofil zu finden, welches durch die Temperatur der brandzugewandten Oberfläche T_i und T_a der gegenüberliegenden Seite definiert ist.

Die Bestimmungsgleichungen zeigen allerdings auch auf, welcher Aufwand damit verbunden ist. Bei einer vernünftigen Wahl der Netzfeinheit von 1x1 cm für die Größe der Teilquerschnitte liefert die Berechnung der Temperaturverteilung für einen Querschnitt der Höhe 40 cm 39 Glieder der Summengleichung zur Bestimmung von ε und κ und zwar für jeden Zeitschritt. Erfolgt die Betrachtung in 1 Minuten Intervallen bei einer Branddauer von 140 Minuten nach RABT wird deutlich, dass auf eine computergestützte Berechnung zurückgegriffen werden muss.

Hier empfiehlt sich der Einsatz einer Tabellenrechnung. Die Werte der Temperatur an den Knotenpunkten bzw. Schichtgrenzen zum jeweiligen Zeitpunkt können entweder aus einer numerischen Berechnung stammen, oder sind Ergebnis einer analytischen Berechnung wie in Kapitel 6.1.2 dargestellt. Auf die Vorteile einer analytischen Berechnung mittels OCTAVE hinsichtlich der einfacheren Datenübergabe an die jetzige Tabellenrechnung wurde bereits hingewiesen.

Abbildung 6.13 zeigt den Algorithmus zur Bestimmung von ε;κ und daraus T_i,T_a schematisch auf.

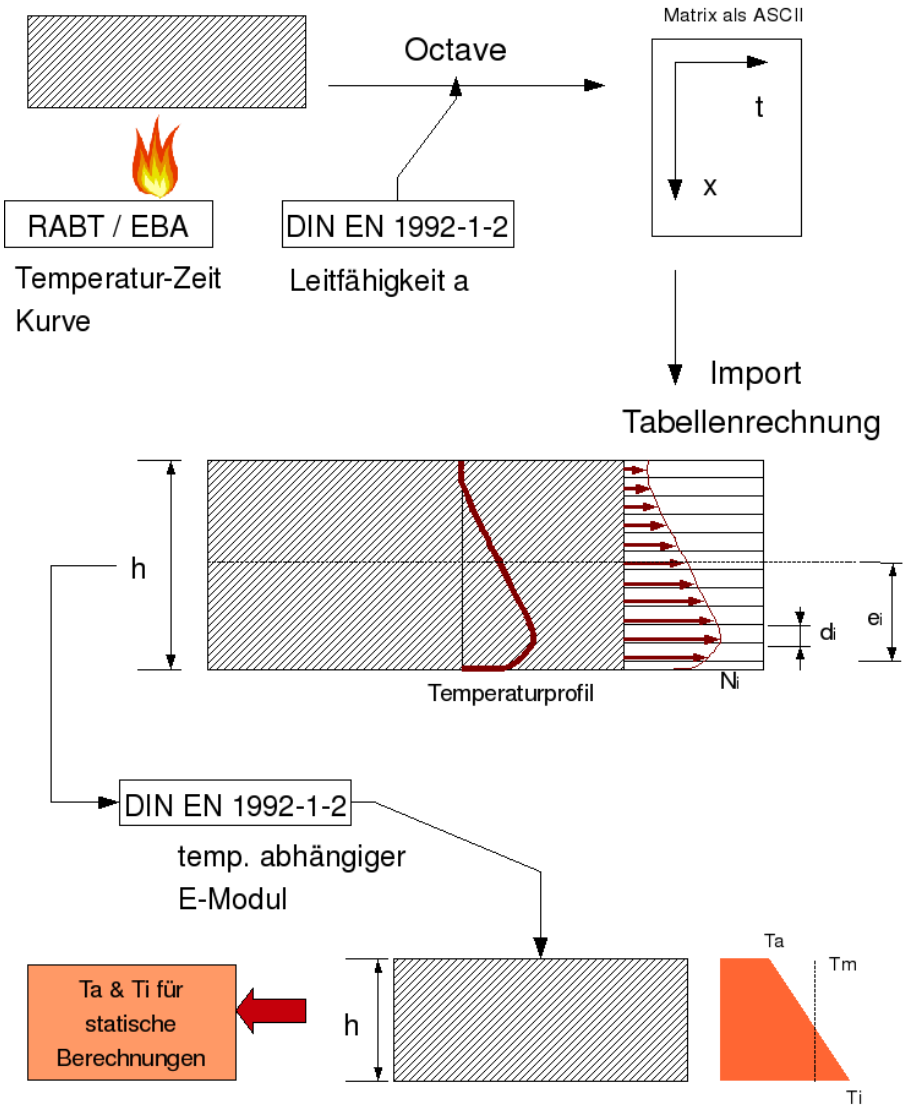


Abbildung 6.13: Schema der Ermittlung von ε und κ

Die Tabellenrechnung bietet den großen Vorteil, dass für jedem Zeitschritt gleichzeitig die Berechnung der Dehnung und Krümmung und somit eines linearen Temperaturprofils erfolgen kann. Es ist also mühelos möglich, auszuwerten, zu welchem Zeitschritt genau das Maximum der Dehnung oder Krümmung zu erwarten ist. Abbildung 6.14 zeigt eine Auswertung des zu erwartenden Dehnungs- und Krümmungsverlaufs über die Dauer der Temperaturbelastung für einen Querschnitt der Stärke 40 cm. Grundlage ist eine analytische Berechnung des Temperaturprofils mit temperaturmodifizierter Leitfähigkeit a gemäß Kapitel 6.1.2 .

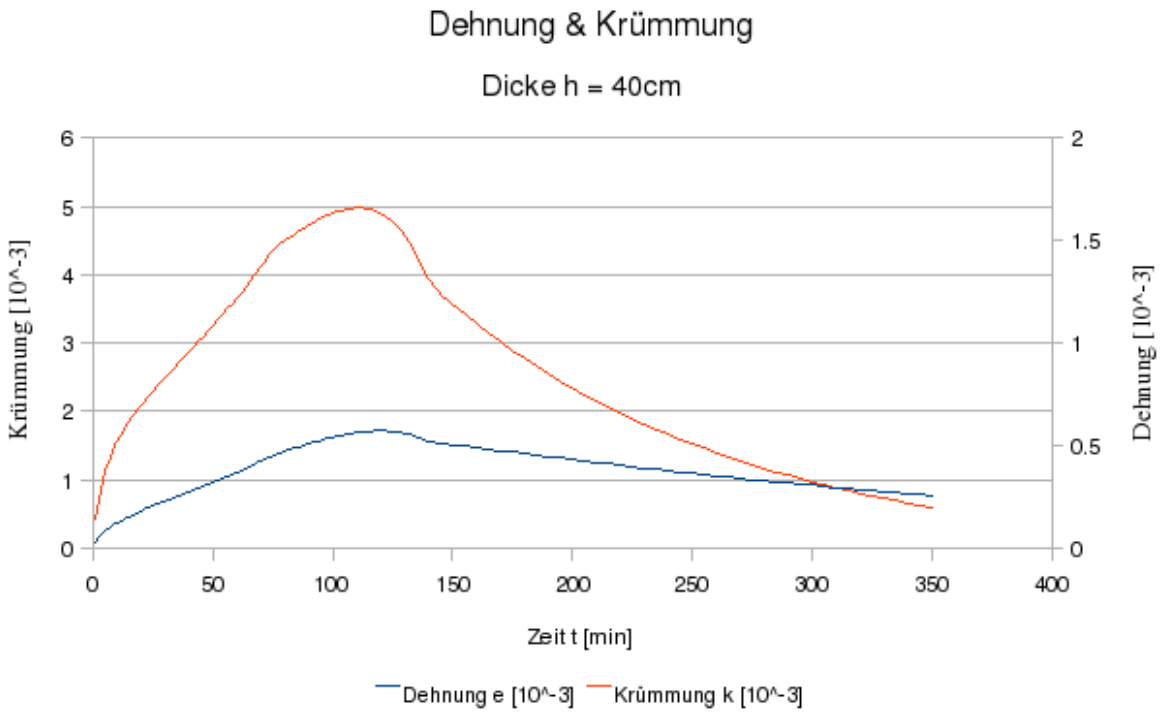


Abbildung 6.14: Verlauf von ε und κ über die Branddauer

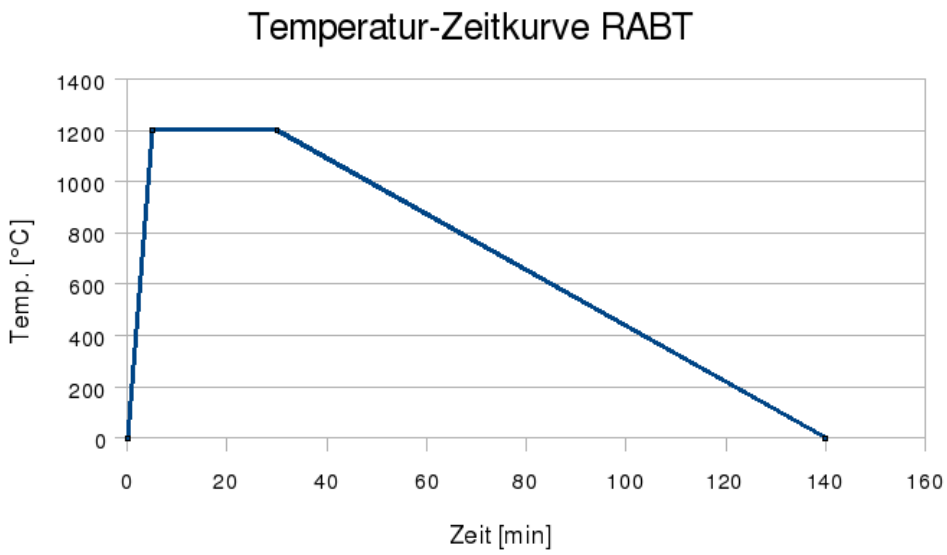
Die Graphik verdeutlicht sehr anschaulich den Verlauf von Krümmung und Dehnung über die Dauer der Temperatureinwirkung für den gewählten Querschnitt der Höhe 40 cm und dem Ansatz einer Temperatur-Zeitkurve nach ZTV-ING bzw. RABT. Dehnung und Krümmung ähneln sich in ihrer zeitlichen Entwicklung, sind allerdings nicht identisch. Das Maximum der Dehnung wird nach 120 Minuten erreicht, mit einem Wert von $\varepsilon = 0.572E^-3$, das Maximum der Krümmung mit $\kappa = 4.93E^-3$ hingegen nach 110 Minuten. Je nachdem ob also der Lastfall maximaler Normalkraft infolge behinderter Ausdehnung oder der Lastfall maximaler Biegespannung infolge verhinderter Krümmung betrachtet werden soll, sind unterschiedliche lineare Temperaturprofile zu verwenden.

Die folgenden Tabelle gibt eine kurze Übersicht über die anzusetzenden Werte für einen Querschnitt der Höhe 40 cm bezüglich maßgebendem Zeitpunkt, den Werten für ε und κ sowie den Temperaturen in Grad Celsius des äquivalenten linearen Profils. Der Auswertung liegt die RABT-Kurve zugrunde.

	t [min]	ε	κ	T_i	T_a	T_m	Δt
LF max ε	120	$0.572E^-3$	$4.90E^-3$	155.22	-40.84	57.19	169.06
LF max κ	110	$0.563E^-3$	$4.93E^-3$	155.79	-43.35	56.22	199.14

6.2.4 Auswertung für eine RABT Temperatur-Zeit-Kurve

Die Temperatureinwirkungen im Brandfall für einen Straßentunnel sind laut RABT-Richtlinie oder auch ZTV-ING gemäß folgender Abbildung anzusetzen:



Für diese Temperatureinwirkung sind in diesem Abschnitt für verschiedene Querschnittsdicken die Ergebnisse der Temperaturverteilung im Querschnitt und der daraus resultierenden Krümmungen und Dehnungen dargestellt, aus denen letztlich ein lineares Temperaturprofil über den Querschnitt erzeugt werden kann. Im Falle, dass die Temperatur-Zeit-Kurve der Oberflächentemperatur am Bauteil gleichgesetzt wird, ist somit ein lineares Temperaturprofil bekannt, welches auf das statische Modell anzusetzen ist, um die Größe der Zwangsschnittgrößen zu ermitteln.

Abbildung 6.15 zeigt den Verlauf der Krümmung und Dehnung für verschiedene Querschnittsdicken, die eine **maximale Dehnung** des Querschnitts hervorrufen.

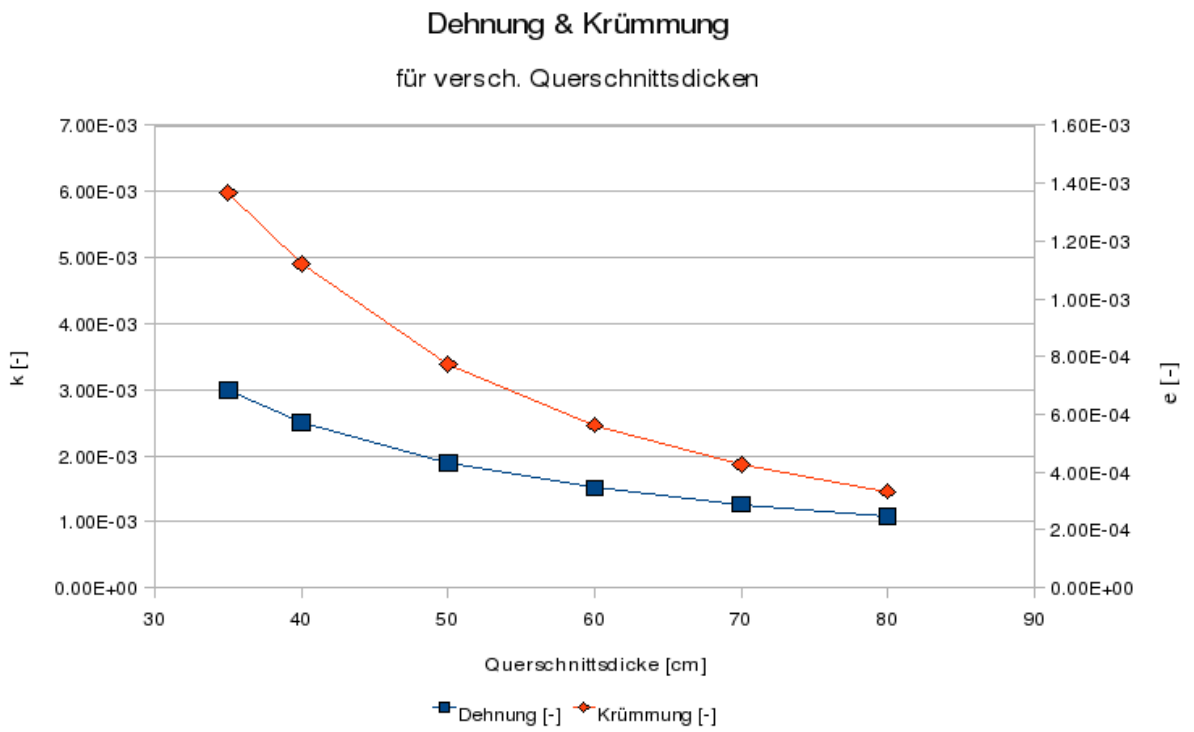


Abbildung 6.15: Verlauf von ε und κ infolge RABT-Kurve – LF max. ε

Die Graphen wurden einer exponentiellen Regression unterworfen. Die Dehnung kann mittels folgender Regressions-Gleichung bestimmt werden:

$$\varepsilon = 0.0014 * 0.9779^h \quad \text{für } 35 \leq h\ [cm] \leq 80$$

Für die zugehörige Krümmung gilt:

$$\kappa = 0.0171 * 0.9690^h \quad \text{für } 35 \leq h\ [cm] \leq 80$$

Über die Werte ε und κ, bestimmt durch graphische Ablesung aus dem Graphen oder anhand der Regressionsgleichungen, kann das lineare Temperaturprofil erzeugt werden, das durch die Werte T_i und T_a definiert ist. Die Gleichungen zur Bestimmung der Innentemperatur (brandzugewandte Seite) und Außentemperatur lauten, wie in Kapitel 6.2.1 hergeleitet:

$$T_i = \frac{1}{\alpha_T}(\varepsilon + \frac{\kappa h}{2}) \tag{6.19}$$

Analog gilt:

$$T_a = \frac{1}{\alpha_T}(\varepsilon - \frac{\kappa h}{2}) \tag{6.20}$$

In der folgenden Tabelle nach Abbildung 6.16 sind für die Querschnittsdicken 35,40 bis 80 cm und eine Betongüte von C35/45 mit einem E-Modul von 3330 KN/cm^2 die entsprechenden Temperaturen des linearen Temperaturprofils bereits ausgewertet (Materialwerte aus [Wet04]):

Querschnittsdicke [cm]	Dehnung [-]	Krümmung [-]	nach t [min]	Ti	Ta	Tm	dT
35	6.84E-04	5.98E-03	120	173	-36.26	68.37	209.26
40	5.72E-04	4.90E-03	120	155.22	-40.84	57.19	196.06
50	4.31E-04	3.38E-03	122	127.62	-41.1	43.26	168.72
60	3.46E-04	2.46E-03	122	108.41	-39.22	34.6	147.63
70	2.89E-04	1.86E-03	122	84.79	-27.01	28.89	111.8
80	2.48E-04	1.46E-03	122	68.52	-18.92	24.8	87.44

Abbildung 6.16: lineare Temp.-Profile aus ε und κ infolge RABT-Kurve

Die obigen Angaben beziehen sich auf den Lastfall der **maximalen Dehnung** des Querschnitts. Sofern eine **maximale Krümmung** erzeugt werden soll, gelten indes die Kurven für Dehnung und Krümmung nach Abbild 6.17:

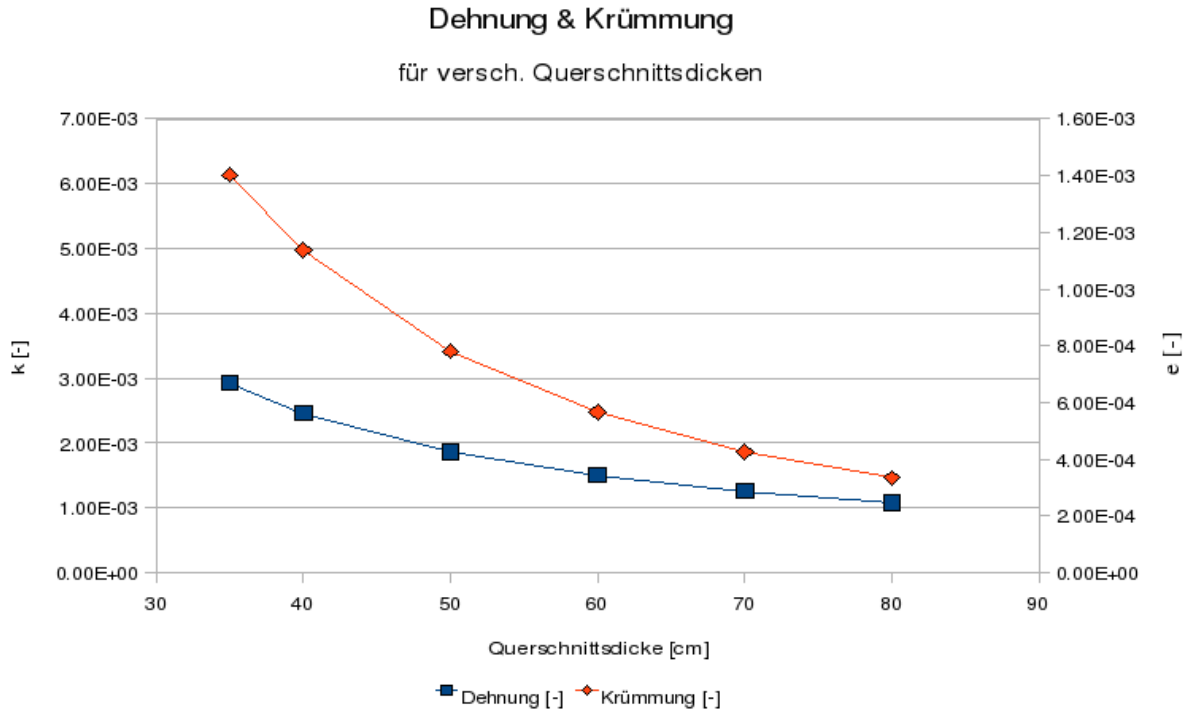


Abbildung 6.17: Verlauf von ε und κ infolge RABT-Kurve - LF max κ

Die zugehörigen Regressionskurven zur Bestimmung der Krümmung und Dehnung lauten:

$$\varepsilon = 0.0014 * 0.9783^h \quad \text{für } 35 \leq h\ [cm] \leq 80$$

$$\kappa = 0.0178 * 0.9686^h \quad \text{für } 35 \leq h\ [cm] \leq 80$$

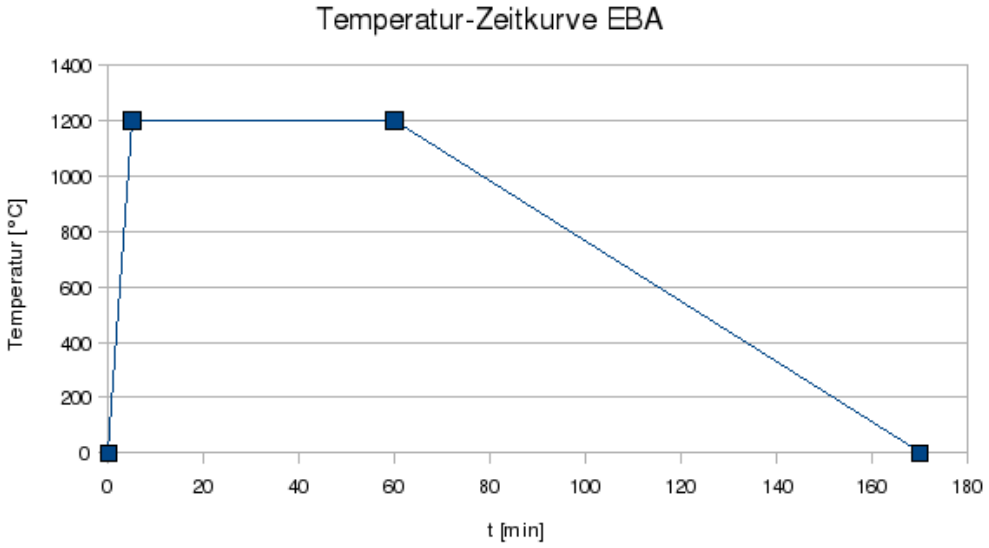
Eine Auswertung zum Lastfall der **maximalen Krümmung** bezüglich T_i und T_a zugehörig zu einem Beton C35/45 zeigt die Tabelle nach Abbildung 6.18.

Querschnittsdicke [cm]	Dehnung [-]	Krümmung [-]	nach t [min]	Ti	Ta	Tm	dT
35	6.69E-04	6.14E-03	108	174.29	-40.56	66.87	214.85
40	5.62E-04	4.98E-03	110	155.79	-43.35	56.22	199.14
50	4.28E-04	3.42E-03	114	128.26	-42.74	42.76	171
60	3.44E-04	2.48E-03	116	108.72	-39.88	34.42	148.6
70	2.88E-04	1.87E-03	118	84.93	-27.03	28.95	111.96
80	2.47E-04	1.46E-03	118	68.55	-19.1	24.73	87.65

Abbildung 6.18: lineare Temp.-Profile aus ε und κ infolge RABT-Kurve - LF max κ

6.2.5 Auswertung für eine EBA Temperatur-Zeit-Kurve

Sofern es sich bei dem zu bemessenden Tunnel um einen Eisenbahntunnel handelt, gilt für die baulichen Sicherheitsmaßnahmen die Richtlinie des Eisenfahrt-Budesamtes (EBA-RL). Die Richtlinie gilt jedoch nicht für Stadtschnellbahnen, die unter den Geltungsbereich der BOStrab fallen. Neben sonstigen baulichen Anforderungen und Angaben zur Betriebsausstattung von Eisenbahntunneln für den Brandfall wird in dieser Richtlinie auch eine eigene Temperatur-Zeitkurve definiert. Sie unterscheidet sich von der Kurve nach RABT bzw. ZTV-ING nur insofern, als dass die Phase der maximalen Temperatur von 1200^o C um 30 Minuten verlängert wurde.



Auch für diese Temperatur-Zeit-Kurve wurde die Dehnung und Krümmung, anhand derer ein äquivalentes lineares Temperaturprofil erzeugt werden kann, ausgewertet, und zwar jeweils für die beiden möglichen Lastfälle **maximale Dehnung** und **maximale Krümmung**.

Abbildung 6.19 zeigt den Verlauf der Dehnung samt zugehöriger Krümmung zum Lastfall **maximale Dehnung**.

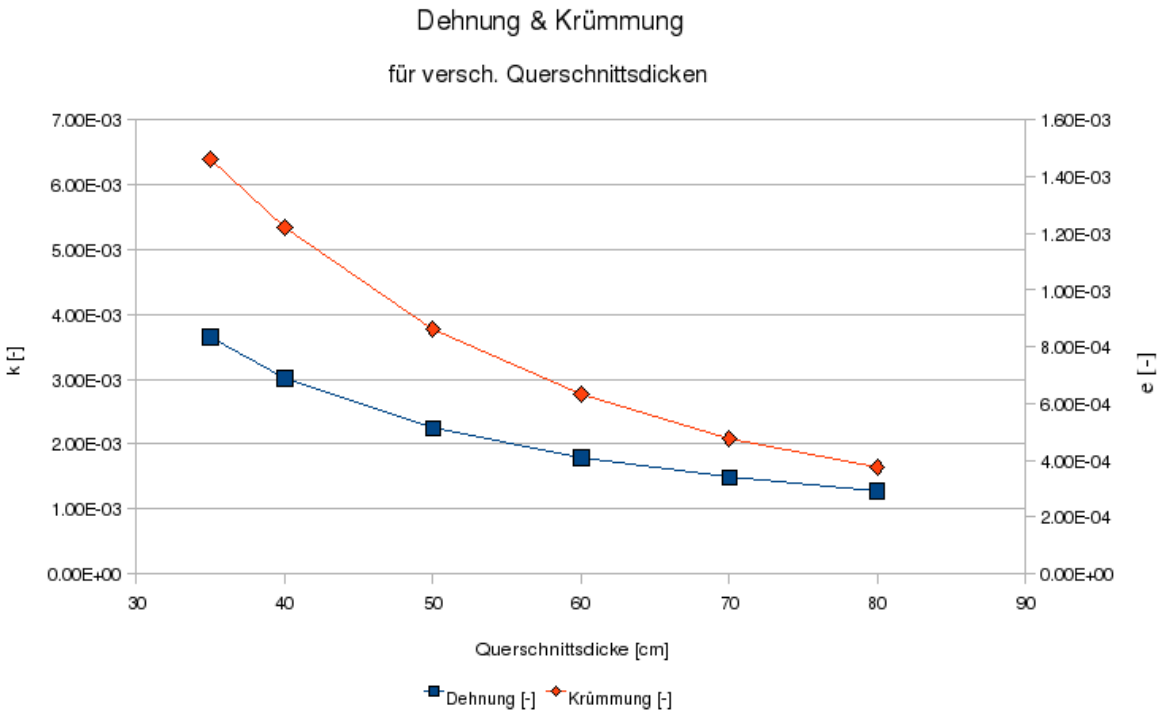


Abbildung 6.19: Verlauf von ε und κ infolge EBA-Kurve – LF max. ε

Die zugehörigen Regressionsgleichungen zur Bestimmung der Dehnung ε und Krümmung κ lauten:

$$\varepsilon = 0.0018 * 0.9770^{h} \quad \text{für } 35 \leq h\ [cm] \leq 80$$

$$\kappa = 0.0180 * 0.9699^{h} \quad \text{für } 35 \leq h\ [cm] \leq 80$$

Die Abbildung 6.20 zeigt eine tabellarische Auswertung der anzusetzenden Temperaturen eines äquivalenten linearen Temperaturgradienten für einen Beton C35/45.

Querschnittsdicke [cm]	Dehnung [-]	Krümmung [-]	nach t [min]	Ti	Ta	Tm	dT
35	8.34E-04	6.40E-03	150	195.36	-28.52	83.42	223.88
40	6.90E-04	5.34E-03	150	175.86	-37.88	68.99	213.74
50	5.13E-04	3.77E-03	150	145.53	-43.02	51.26	188.55
60	4.08E-04	2.76E-03	150	123.66	-42.11	40.78	165.77
70	3.39E-04	2.08E-03	155	96.36	-28.61	33.88	124.97
80	2.90E-04	1.64E-03	155	78.04	-20.09	28.97	98.13

Abbildung 6.20: lineare Temp.-Profile aus ε und κ infolge EBA-Kurve

Dieselbe Auswertung erfolgt für den Lastfall der **maximalen Krümmung** $max\ \kappa$ unter Ansatz der EBA Temperatur-Zeit-Kurve. Die graphische Auswertung zeigt Abbildung 6.21. Für die Ermittlung mithilfe von Regressionskurven, sind im Folgenden ebenfalls die zugehörigen Gleichungen für Dehnung und Krümmung angegeben.

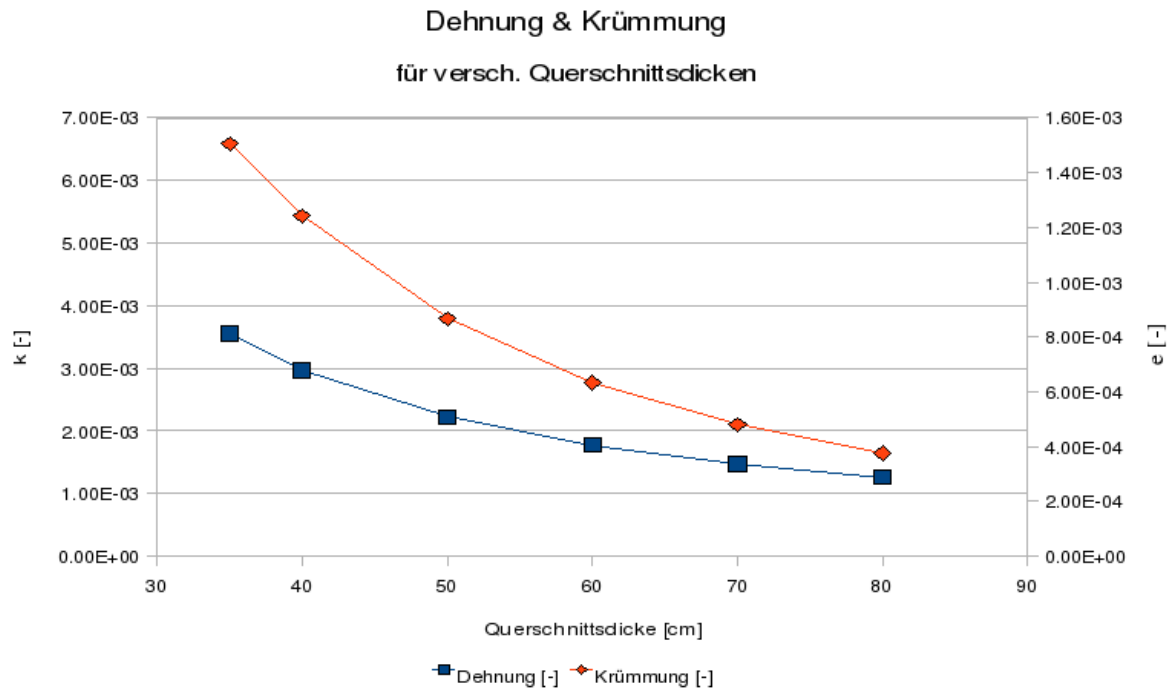


Abbildung 6.21: Verlauf von ε und κ infolge EBA-Kurve - LF max κ

$$\varepsilon = 0.0017 * 0.9774^{h} \quad \text{für } 35 \leq h\ [cm] \leq 80$$

$$\kappa = 0.0186 * 0.9695^{h} \quad \text{für } 35 \leq h\ [cm] \leq 80$$

Wiederum ist eine Auswertung für einen Beton C35/45 durchgeführt worden, anhand der Gleichungen (6.23) und (6.24), und in Tabelle nach Abbildung 6.22 wiedergegeben. Damit ist ein unmittelbarer Ansatz eines linearen Temperaturgefälles auf das Tragwerk möglich.

Querschnittsdicke [cm]	Dehnung [-]	Krümmung [-]	nach t [min]	Ti	Ta	Tm	dT
35	8.12E-04	6.59E-03	136	196.47	-34.13	81.17	230.6
40	6.79E-04	5.43E-03	140	176.5	-40.77	67.86	217.27
50	5.08E-04	3.79E-03	144	145.66	-43.99	50.83	189.65
60	4.06E-04	2.77E-03	146	123.64	-42.5	40.57	166.14
70	3.38E-04	2.10E-03	148	96.82	-29.27	33.78	126.09
80	2.89E-04	1.65E-03	148	78.25	-20.5	28.87	98.75

Abbildung 6.22: lineare Temp.-Profile aus ε und κ infolge EBA-Kurve - LF max κ

Erwartungsgemäß liegen die Werte bezüglich Krümmung κ und Dehnung ε für eine Temperatur-Zeit-Kurve nach EBA-Kurve höher, als dies bei einer RABT Kurve der Fall ist. Im Falle des Lastfalls maximaler Dehnung und einer Querschnittsdicke von 40 cm beträgt der Unterschied für die Dehnung 17 % und für die Krümmung 9 %. Es ist im Zusammenhang mit der statischen Berechnung also davon auszugehen, dass höhere Werte der Schnittgrößen aus dem Lastfall Brand resultieren.

6.3 Thermo-mechanische Berechnungen an statischen Grund-Systemen

Bei Tunnelbauwerken handelt es sich um komplexe statisch unbestimmte Systeme, mit theoretisch unendlichem Unbestimmtheitsgrad. Dies ist im Stahlbetonbau praktisch immer der Fall, da jede Konstruktion aus dem Verbundwerkstoff Stahlbeton innerlich keine statische Bestimmtheit aufweist. In jüngerer Zeit haben sich daher zunehmend auch Fachwerkanalogien im Stahlbetonbau durchgesetzt, die Spannungen eines bestimmten Bereichs zu Druck- und Zugstreben zusammenfassen. Wie unter anderem Prof. Grübl zeigte [Gru06], kann das Tragverhalten von Tübbingkonstruktionen hinreichend exakt durch einen gebetteten Stabzug beschrieben werden, wobei die Längs- und Querfugen über elastische Kopplungen modelliert werden. Räumliche Effekte in Längsrichtung des Tunnels können über dieses Modell allerdings nicht erfasst werden, beziehungsweise sind anhand von Vorrechnungen und entsprechenden Lastannahmen auf den Stabzug umzulegen.

Die Handrechnung kommt bei komplexen Tunnelbauwerken schnell an ihre Grenzen. Es gibt eine Reihe von Verfahren und Berechnungshilfen, um Ergebnisse einer EDV-gestützten Berechnung zu kontrollieren. Die tatsächlichen statischen Berechnungen erfolgen heutzutage jedoch üblicherweise unter Zuhilfenahme des Computers.

Für einfache Problemstellungen eignen sich relativ schlicht gehaltene Stabwerkprogramme. Für komplexe Problemstellungen kommen zumeist Programme zum Einsatz, die das Tragwerk über finite Elemente erfassen. Vorteil ist dabei, das komplexe statische System über viele einfache Grundbeziehungen zu beschreiben. Als Ergebnis erhält man ein Gleichungssystem mit sehr vielen Gleichungen, die das Systemverhalten beschreiben. Der Vorteil des Computers, sehr viele einfache Rechenschritte schnell und zuverlässig zu erledigen, kommt dabei besonders zum Tragen.

Im Rahmen dieser Arbeit wurde, wie bereits erwähnt auf die Programmsoftware Sofistik der Sofistik AG Oberschleißheim zurückgegriffen. Es kam dabei die Version 23/24 der Software zum Einsatz. Sofistik ist ein Programmpaket, aufgebaut aus verschiedenen Modulen und umfasst sowohl ein CAD-System, als auch Statik- und FEM-Programme. Die Software basiert in ihrer Eingabe auf CADINP, einer Programmiersprache die auch bei CAD-Software wie AutoCAD angewendet wird und an die Programmiersprache FORTRAN angelehnt ist. Daneben haben neuere Versionen zusätzliche graphische Unterstützung für Ein- und Ausgabesteuerung. Der große Vorteil des Systems ist die Flexibilität der Eingabe durch die allgemeine Programmierbarkeit von Problemstellungen und der Austausch mit AutoCAD Formaten. So ist es möglich Vorlagen für immer wiederkehrende statische Berechnungen zu programmieren. Der Nachteil besteht in der relativ schwierigen Handhabung für programmiertechnisch ungeübte Benutzer. Der große Vorteil einer fast unendlich groß erscheinenden Fülle von Eingabe- und Steuerungs-Möglichkeiten ist zu Beginn auch der Pferdefuß des Systems. Die Auswirkungen bestimmter Eingaben muss immer wieder anhand von Vergleichsrechnungen kontrolliert werden.

Das Zusammenwirken der relativ komplexen Eingabe gekoppelt mit der Komplexität des statischen Systems lassen es sinnvoll erscheinen, zunächst anhand einiger einfacher statischer Grundsysteme die thermo-mechanischen Zusammenhänge zu analysieren. Des Weiteren erlaubt

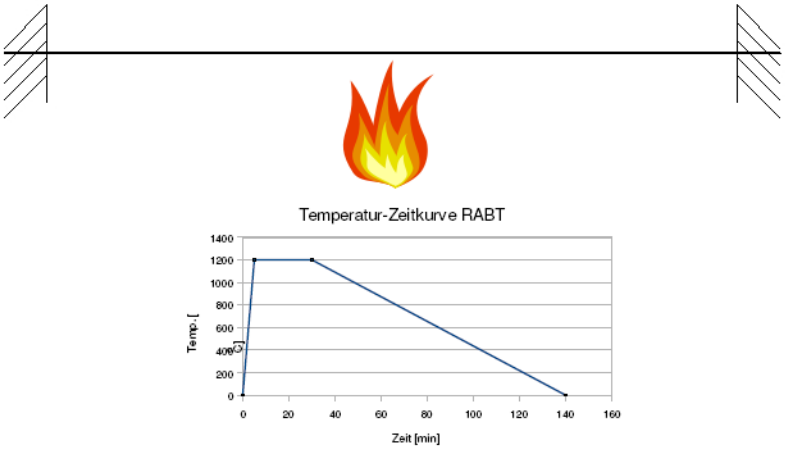
dies auch den Rückgriff auf analytische Lösungsansätze als Kontrollmöglichkeit der Berechnungen. Je komplexer das System wird, desto weniger schnelle Handrechnungen sind dem Bearbeiter geboten. Ein blindes Vertrauen in die Ergebnisse der Berechnung kann nicht empfohlen werden, wodurch sich das beschriebene Vorgehen der Annäherung über einfache Systeme als sinnvoll erwiesen hat.

6.3.1 Beidseitig eingespannter Balken

Als erstes System zur Untersuchung der Zusammenhänge wird der beidseitig eingespannte Balken ohne horizontale Verschieblichkeit untersucht.



Als Temperatureinwirkung wird eine Temperatur-Zeitkurve gemäß RABT angesetzt. Die Temperatur steigt also binnen 5 Minuten auf 1200 Grad Celsius an, verbleibt auf diesem Niveau für 30 Minuten und fällt dann auf 0 Grad Celsius innerhalb der folgenden 110 Minuten ab. Eine nähere Erläuterung der Temperatur-Zeit-Kurven findet sich in Kapitel 5.2 wieder.



Die Temperatur-Zeitkurve soll hierbei als direkte Randbedingung der Temperaturbelastung auf der Oberfläche angesehen werden. Auf die Zusammenhänge aus Kapitel 5.3 soll zu diesem Zeitpunkt nicht eingegangen werden. Das bedeutet, es bleibt zunächst unbeachtet, in welcher Entfernung zum Brandherd sich der Balken als Teil einer Konstruktion befinden könnte, inwieweit also die Temperatur des Brandherdes durch den Energietransport zum Bauteil abgeklungen ist. Eine so detaillierte Betrachtungsweise ist zu diesem Zeitpunkt allerdings auch noch nicht notwendig. Zunächst soll auf die Spannungs- und Schnittgrößenentwicklung eingegangen werden.

Wie im Kapitel 6.1 erläutert wurde, kann die Temperaturentwicklung im Bauteil auch analytisch über Reihenfunktionen erfolgen. Da die Ermittlung der Schnittgrößen allerdings mit der Programmsoftware Sofistik erfolgt und das System als FEM-Struktur eingegeben wurde, bietet es sich an, die Bestimmung der Temperaturentwicklung ebenfalls mit Sofistik durchzuführen. Dies geschieht mit dem Programmmodul Hydra. Da beide Systeme sowohl zur Ermittlung der Temperatur als auch zur statischen Berechnung in Form finiter Elemente generiert wurden, ist die Durchgängigkeit gegeben.

Als Ergebnis der numerischen Berechnung der Temperaturverteilung wird in der Datenbank jedem Knoten (hier Knoten als Eckpunkte von Scheiben-Elementen, sogenannte QUAD's) zu jeder Zeit die entsprechende Temperatur zugeordnet. Beispielhaft zeigt Abbildung 6.23 die Temperaturprofile des Querschnitts zu den Zeitpunkten t=10 min, t=30 min, t=60 min und t=90 min in Form einer Höhenflächendarstellung. Es ist deutlich zu erkennen, wie die Temperatur erst langsam in den Querschnitt vordringt. Abbildung 6.25 zeigt beispielhaft den Temperaturverlauf zum Zeitpunkt t=30 min über die Querschnittsfläche. In den Randbereichen herrschen dabei schon nach wenigen Minuten hohe Temperaturen, wodurch eine starke Verkrümmung des Querschnitts erwartet werden kann.

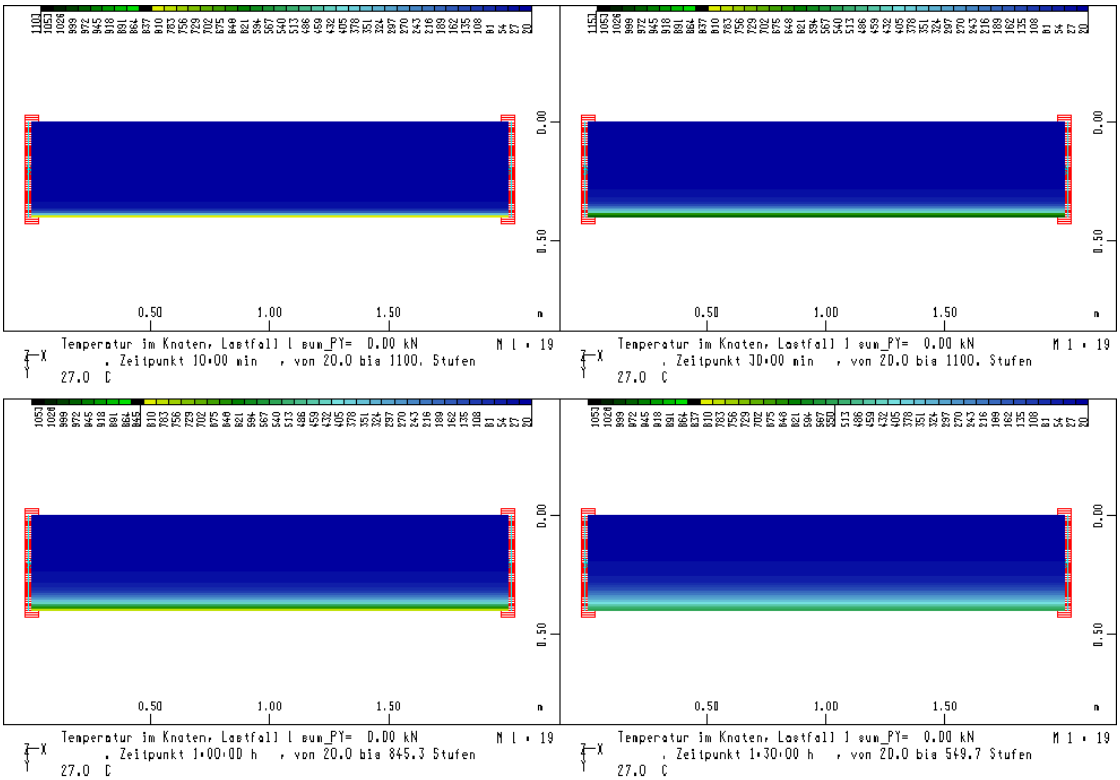


Abbildung 6.23: Höhenflächendarstellung der Temperatur, t 10, 30, 60 und 90 min

Abbildung 6.24 zeigt dieselben Verläufe der Temperaturverteilung über den Querschnitt zu den Zeitpunkten t_10, $t = 30$, $t = 60$ und $t = 90$ Minuten als flächige Schnittdarstellung. In dieser Darstellung ist deutlich zu sehen, wie selbst nach einer Dauer des Brandereignisses von 90 Minuten die außenliegenden Querschnittsteile weitestgehend unbelastet sind. Es ist auch zu

erkennen, dass die Oberflächentemperatur langsam abklingt, die Temperatur dafür weiter ins Innere der Konstruktion vordringt.

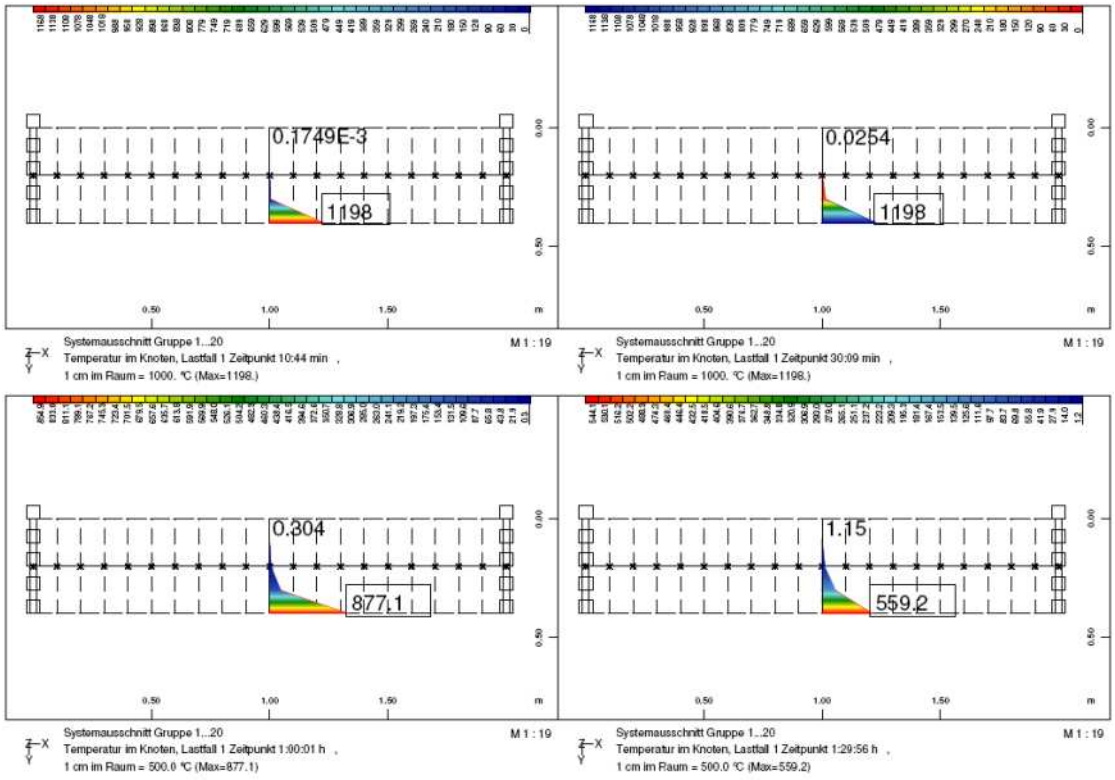


Abbildung 6.24: Schnittdarstellung der Temperatur, t 10, 30, 60 und 90 min

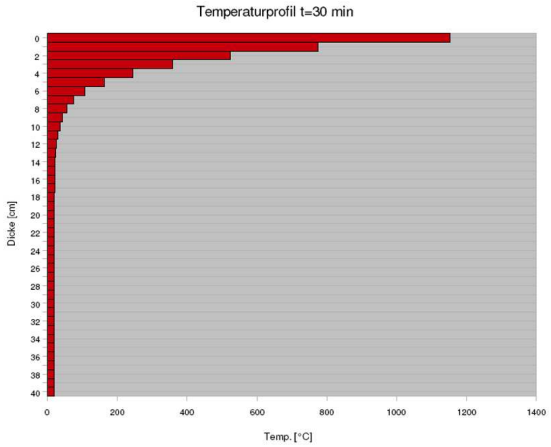


Abbildung 6.25: Temperaturverlauf zum Zeitpunkt 30 min

Als weiteres Programmpaket kommt anschließend ASE zum Einsatz. Es handelt sich dabei um ein Modul der allgemeinen Statik finiter Element Strukturen. Über den Eingabesatz TEMP können Temperaturen des Programmpakets Hydra zu zwei definierten Zeitpunkten für einzelne oder alle Volumenelemente übernommen werden. In unserem Fall werden alle Volumenelemente der finiten Element Struktur, die den eingespannten Balken abbildet, mit ihrer jeweiligen Temperatur belegt, und zwar zum Zeitpunkt 0 als Anfangszeitpunkt und einem beliebigen Zeitpunkt innerhalb der Branddauer. Hier zeigt sich, dass prinzipiell zunächst einmal alle Zeitschritte und die daraus resultierenden Temperaturprofile betrachtet werden müssten, da pauschal keine Aussage getroffen werden kann, zu welchem Zeitschritt die Zwangsschrittgrößen maximal werden. Bei einer Branddauer von 140 Minuten und einer Betrachtung in 10 Minuten Schritten resul-

tieren allein daraus 14 Lastfälle. Die Berechnung wird durch die Vielzahl der Lastfälle extrem zeitintensiv. Daher soll hier Rückgriff genommen werden, auf die Vorberechnung aus Abschnitt 6.2. Mithilfe von Tabellenrechnungen kann bei bekannter Temperaturverteilung und genügend genauer Netzfeinheit eine Aussage über den maßgebenden Zeitpunkt der Temperaturbelastung getroffen werden. Sofern nachgewiesen wird, dass die Ergebnisse bezüglich Dehnung und Krümmung aus der Tabellenrechnung den Ergebnissen der numerischen Berechnung im Rahmen der Ungenauigkeit entsprechen, kann einerseits der maßgebende Zeitpunkt für die Bemessung auf sehr schnellem Wege bestimmt werden, und zum anderen auf eine lineare Verteilung der Temperatur zurückgegriffen werden, wie dies in Kapitel 6.2 erläutert wird.

Zur Verifizierung wird ein beliebiger Zeitpunkt gewählt - hier nach 30 Minuten. Die Temperaturverteilung wird aus der numerischen Berechnung exportiert, auch wenn Kapitel 6.1 aufzeigte, dass die Genauigkeit einer analytischen Berechnung im Vergleich zur numerischen Berechnung ausreichen wäre. Fehlerquellen aus kleineren Ungenauigkeiten in der Temperaturverteilung sollen allerdings ausgeschlossen werden, daher der Rückgriff auf die Werte der numerischen Berechnung bezüglich der Temperaturverteilung über den Querschnitt. Nachzuweisen ist, dass bei sonst unveränderten Randbedingungen und gleicher Materialdefinition die Ergebnisse aus einem äquivalenten linearen Temperaturgefälle denen der numerischen Berechnung mit direkter Übergabe der Temperatur an das FEM-Modell übereinstimmen.

Eine große Fehlerquelle verbirgt sich in der Materialdefinition. Der Werkstoff Stahlbeton zeigt ausgesprochen nichtlineare Effekte im Zusammenhang mit der Spannungs-Dehnungs-Beziehung. Des Weiteren ergibt sich eine Nicht-Linearität aus dem Übergang in den Zustand II des Betons, den gerissenen Zustand. All diese Fehlerquellen sollen zunächst bei der alleinigen Überprüfung des grundlegenden Vorgehens eliminiert werden. Daher werden zu Beginn folgenden Randbedingungen festgelegt: Die Rechnung erfolgt mit linearen System- und Materialgesetzmäßigkeiten. Die in Kapitel 5 beschriebene Temperaturabhängigkeit der Temperaturdehnung und des Elastizitätsmoduls werden zunächst außer Acht gelassen. Die Rechnung erfolgt anhand der Materialwerte nach DIN 1045-1. Der Wert für die Temperaturdehnung wird demnach konstant zu $\alpha_T = 10^-5$ gesetzt. Zu jedem Zeitpunkt ergibt sich damit

$$\varepsilon = T * \alpha_T$$

Der Elastizitätsmodul wird unabhängig der Beanspruchung oder Temperatur zu $E = 33300 N/mm^2$ gesetzt, was einem Beton der Güte C35/45 entspricht.

Schnittgrößenvergleich aus realitätsnahem und linearem Temperaturprofil

Unter den genannten Randbedingungen und Vorraussetzungen wurde die Berechnung der Schnittkräfte des Systems infolge Temperaturbelastung durchgeführt, wobei einmal ein wirklicher bzw. realitätsnaher Verlauf als Ergebnis einer numerischen Berechnung und zum Vergleich ein äquivalenter linearer Verlauf der Temperatur angesetzt wurde. Die Tabellenrechnung liefert für den äquivalenten linearen Temperaturverlauf für die dem Brandherd zugewandte Temperatur T_i und die Außentemperatur T_a folgende Werte:

$T_i = 252.93^o\ C$
$T_a = -114.13^o\ C$

Daraus resultiert ein Temperaturgefälle ΔT und ein konstanter Anteil T_m von:

$\Delta T = T_i - T_a = 367.06^o\ C$
$T_m = \frac{T_i + T_a}{2} = 69.4^o\ C$

Für eine gewählte Netzfeinheit von 1x1 cm zeigt die Abbildung 6.26 einen Ausdruck der Schnittgrößenberechnung für die Normalkraft und das Biegemoment.

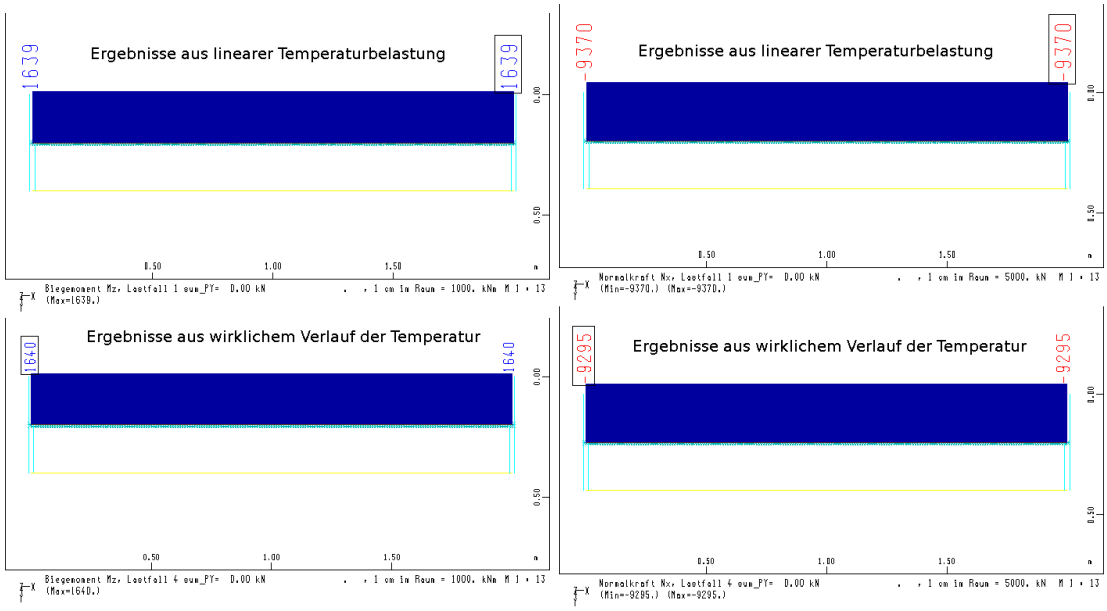


Abbildung 6.26: Vergleich Biegemoment und Normalkraft des Balkens unter Temperaturbeanspruchung

Als Resultat der Vergleichsrechnung kann festgestellt werden, dass die Berechnungsergebnisse aus einem wirklichen Verlauf des Temperaturprofils mit denen bei Ansatz eines äquivalenten linearen Verlaufs nahezu übereinstimmen. Unter den getroffenen Vorraussetzungen kann also gefolgert werden, dass eine Umrechnung der Temperaturverläufe auf einen linearen Verlauf über den Ansatz der abschnittsweißen Summation der Normalkräfte und Momentenananteile zulässig ist und sehr genaue Ergebnisse liefern kann.

Einfluss der Netzfeinheit

Die Schnittgrößen der Vergleichsberechnung beider Temperaturbeanspruchungen aus dem vorigen Abschnitt sind nahezu identisch. Um den Einfluss der Netzfeinheit zu untersuchen, wird hier nun ein deutlich gröberes Raster von 10x10 cm der finiten Element Struktur gewählt. Die Abbildung 6.27 zeigt die Ergebnisse der Berechnung mit verschiedener Netzfeinheit im Vergleich.

Die Temperaturbelastung und betrachteter Zeitpunkt sind identisch mit den Berechnungen im vorigen Kapitel.

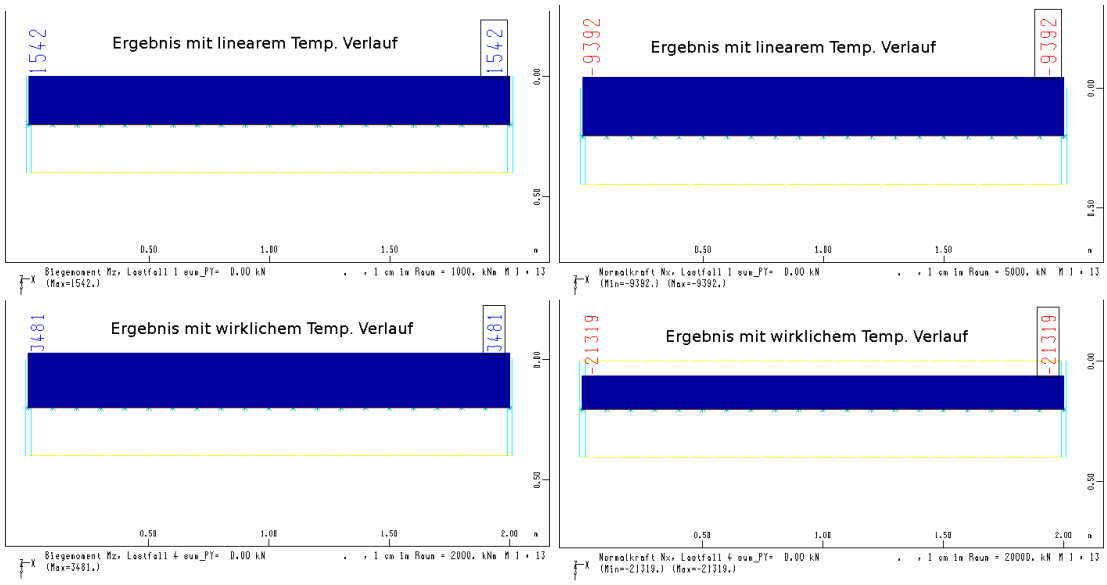


Abbildung 6.27: Vergleich Biegemoment und Normalkraft des Balkens bei Netzfeinheit 10x10cm

Es ist deutlich zu erkennen, welchen großen Einfluss die Netzfeinheit auf das Ergebnis der Berechnung hat. Während bei dem Ansatz einer linearen Verteilung der Temperatur über den Querschnitt, der jeweils dem oberen Ergebnisausdruck zugrunde liegt, der Einfluss der Netzfeinheit gering ist, ist der Einfluss bei Ansatz einer wirklichen realitätsnahen Verteilung signifikant. Dies zeigt sich aus dem Vergleich der Schnittgrößen mit denen des vorigen Kapitels. Im ersten Falle einer linearen Verteilung steigt die Normalkraftbeanspruchung gerade einmal um 0.2 Prozent an, das Biegemoment fällt um rund 6 Prozent. Anders verhält es sich im Falle, dass ein realitätsnahes Temperaturprofil angesetzt wird. Hier ändert sich das Biegemoment bei 10-facher Netzgröße um 212 Prozent, die Normalkraft fällt um rund 230 Prozent höher aus.

Eine Erklärung dieses Effekts kann anhand der Elementdefinition der verwendeten Quad-Elemente der FEM Struktur geliefert werden. In der Berechnung wird die Temperatur als mittlere Temperatur eines Elements angesetzt. Abbildung 6.25 verdeutlicht den starken Abfall der Temperatur zum Zeitpunkt 30 Minuten am Rand des Querschnitts. Im Falle des Ansatzes einer realitätsnahen Verteilung werden die tatsächlichen Verhältnisse durch die Mittlung der Werte unzureichend erfasst. Bei Ansatz einer linearen Verteilung ist die Änderung der Temperatur je Element konstant, und damit ist auch der Einfluss der Netzfeinheit deutlich geringer.

Bei Ansatz eines realitätsnahen Temperaturprofils empfiehlt es sich also, die Netzfeinheit ausreichend klein zu wählen. Dies hat allerdings einen sehr großen Einfluss auf die Berechnungsdauer.

vergleichende Handrechnung

Für das System des beidseitig eingespannten Trägers ohne horizontale Verschieblichkeit kann die Schnittgrößenermittlung auch nach den aus der Mechanik bekannten Zusammenhängen bei be-

hinderter Verformung ermittelt werden, sofern sämtliche Nicht-Linearitäten außer Acht gelassen werden. Die Ermittlung der Schnittkräfte erfolgt anhand folgender Formeln.

$$N = T_m \, \alpha_T \, EA \tag{6.21}$$

und

$$M = \frac{\Delta T \, EI \, \alpha_T}{h} \tag{6.22}$$

Für den Zeitpunkt 30 Minuten und den Werten für ΔT und T_m gemäß der Tabellenrechnung ergibt sich damit:

$T_i = 252.93$
$T_a = -114.13$

$\Delta T = T_i - T_a = 367.06$
$T_m = \frac{T_i + T_a}{2} = 69.4$

$N = 69.4 * 10^{-5} * 3330 * 100 * 40 = 9244.08 KN$
$M = 252.93 * 3330 * 100 * 40^3 * 10^{-5} \frac{1}{12*40} \; = 112300.92 KNcm \; = 1123 KNm$

Für die Normalkraft ergibt sich eine sehr gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Computerberechnung, das Biegemoment weicht um 46 Prozent noch relativ deutlich vom erwarteten Wert einer Handberechnung ab. Für das Biegemoment spielt die Netzfeinheit eine größere Rolle, da die Abmessungen der Teilflächen sowohl über den Hebelarm als auch über die Fläche in die Berechnung eingehen. Im Großen und Ganzen ist das Ergebnis der Computerberechnung allerdings durch eine vergleichende Handrechnung nachvollziehbar.

Einfluss des E-Moduls, der Systemsteifigkeit und nichtlinearer Effekte

Die bisherigen Berechnungen erfolgten unter Missachtung jeglicher nichtlinearer Effekte in Bezug auf das Werkstoffverhalten. Die Berechnungen erfolgten für einen E-Modul von $33300 N/mm^2$, was einem Beton der Güte C35/45 entspricht. Den Gleichungen (6.21) und (6.22) nach zu urteilen, müsste der E-Modul linear in die Größe der Normalkraft N und das Biegemoments M eingehen. Abbildung 6.28 zeigt die Ergebnisse der Berechnung für verschiedene E-Module. Es ist deutlich zu erkennen, dass ein linearer Zusammenhang zwischen den Schnittgrößen und dem E-Modul besteht, sofern alle anderen Größen gleich belassen werden.

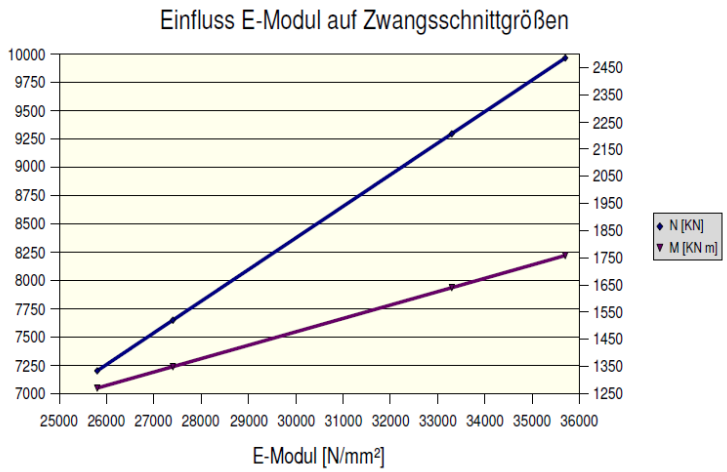


Abbildung 6.28: Zwangsschnittgrößen in Abhängigkeit des E-Moduls

Ein allgemeines Merkmal von Zwangsschnittgrößen statisch unbestimmter Systeme ist, dass sie in direktem linearen Zusammenhang mit der Gesamtsteifigkeit des Systems stehen. In diesem Fall wurde die Steifigkeit allein durch den Elastizitätsmodul variiert. Eine Erhöhung der Gesamtsteifigkeit führt also direkt und unmittelbar zu einer Erhöhung der Zwangsschnittgrößen. In diesem Zusammenhang soll auf die Temperaturabhängigkeit des Elastizitätsmoduls eingegangen werden. Wie in Kapitel 3.2 allgemein erläutert wurde, ist der Elastizitätsmodul unter anderem eine Funktion der Temperatur. In Kapitel 5.4 wurde die normative Erfassung dieses Zusammenhangs beschrieben. Mit steigender Temperatur fällt der Elastizitätsmodul des Werkstoffes ab. Anschaulich bedeutet dies, dass der Werkstoff weicher wird. Gleiche Verformungen stehen im Hochtemperaturbereich mit geringeren Spannungen in Zusammenhang, als dies bei einer Temperatur von 20 Grad Celsius der Fall wäre. Ab 600 Grad Celsius ist ein deutlicher Festigkeitsrückgang zu beobachten, ab etwa 1000 Grad geht die Festigkeit sogar annähernd gegen Null. Wird der Elastizitätsmodul unabhängig von der Temperatur des Werkstoffes konstant mit dem Wert für 20 Grad angenommen, wird die Systemsteifigkeit überschätzt. Die Rechenergebnisse in Bezug auf die Zwangsschnittgrößen aus behinderter Ausdehnung und Krümmung werden dadurch höher ausfallen, als dies in tatsächlich zu erwarten ist.

Abbildung 6.29 zeigt den Verlauf der Temperatur über den Querschnitt zum Zeitpunkt 30 Minuten und den zugehörigen Verlauf des Elastizitätsmoduls. Dieser wurde anhand der Regressions-Gleichung aus Kapitel 5.4 ermittelt.

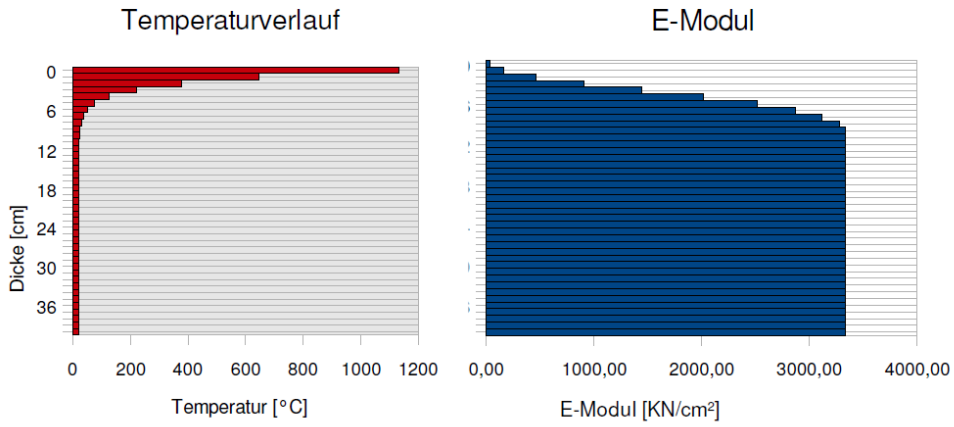


Abbildung 6.29: Temperaturprofil und zugehöriger E-Modul für t 30 min

Neben dem Ansatz eines temperaturabhängigen Elastizitätsmoduls soll ein weiterer Schritt zur möglichst realitätsnahen Abbildung des System- und Werkstoffverhaltens verfolgt werden. In den bisherigen Berechnungen wurde die Temperaturausdehnung als lineare Funktion der Temperatur mit der Proportionalitätskonstanten α_T angenommen. Wie bereits Kapitel 5.5 aufgezeigte, ist die Temperaturausdehnung aber eine Funktion der Temperatur. Der Eurocode 2 (DIN EN 1992-1-2) liefert eine abschnittsweise Definition der Gesamtdehnung für verschiedene Temperaturintervalle. Die Gesamtdehnung hat demnach die Form, wie in Abbildung 6.30 dargestellt. Die Ableitung der Funktion entspricht dem Wärmeausdehnungskoeffizient $\alpha_T(T)$.

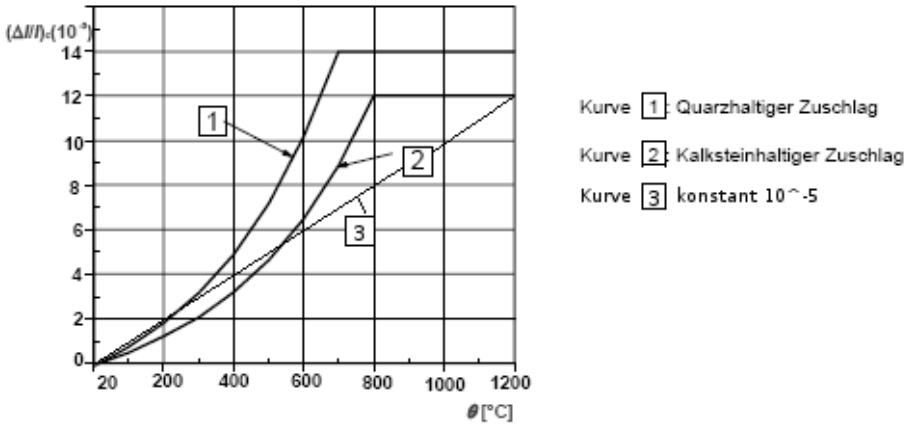


Abbildung 6.30: Verlauf der temp.induzierten Dehnung ε

Es ist deutlich zu sehen, dass die Kurve der Temperaturdehnung im unteren Temperatur-Bereich flacher verläuft, als dies bei einem linearen Verlauf von α_T ausgedrückt wird. Im Hochtemperatur-Bereich ist die Kurve allerdings weitaus steiler, und α_T damit größer. Hier allerdings ist auch der E-Modul geringer. In der Summe sind also geringere Zwangschnittkräfte zu erwarten, sofern die Berechnung mit temperaturabhängigem E-Modul und Wärme-Ausdehnungskoeffizienten durchgeführt wird.

Innerhalb des Programmpakets von Sofistik kann nach Wissen des Verfassers der E-Modul nicht ohne weiteres Temperaturabhängig eingegeben werden. Die temperaturabhängige Dehnung gemäß EC2 hingegen kann über die Materialdefinition nach EC erreicht werden. Daher geht die

Temperaturabhängigkeit des E-Moduls in die Tabellenrechnung zur Ermittlung der äquivalenten linearen Profile ein. Innerhalb der Tabellenrechnung wurde in der Formel, wie sie in Kapitel 6.1 hergeleitet wurde,

$$\varepsilon\overline{E_c}I = \sum_i N_i = \sum_i \varepsilon_{c,Ti} * E_{c,i}(T) * d_i$$

zur Ermittlung der Normalkräfte in den Schichten und damit auch der Gesamtdehnung, wie auch der Gesamtkrümmung nach Formel:

$$\kappa\overline{E_c}I = \sum_i M_i = \sum_i N_i * e_i$$

jeweils der temperaturabhängige E-Modul und Wärmeausdehnungskoeffizient eingesetzt. Die Gültigkeit des Vorgehens wurde ja bereits nachgewiesen, somit kann als Ergebnis der Tabellenrechnung ein linearer Temperaturgradient ermittelt werden, der den Temperaturabhängigkeiten Rechnung trägt.

Als Ergebnis erhält man für den Zeitpunkt 30 Minuten eine innere und äußere Temperatur von:

$T_i = 51.80$
$T_a = -20.14$

Die Ergebnisse der Handrechnungen liefern folgende Schnittkräfte von:

$\Delta T = T_i - T_a = 71.94$
$T_m = \frac{T_i + T_a}{2} = 15.83$

$N = 15.83 * 10^{-5} * 3330 * 100 * 40 = 2108.56KN$
$M = 71.94 * 3330 * 100 * 40^3 * 10^{-5} \frac{1}{12*40} = 31941.36KNcm = 319.41KNm$

Das Ergebnis der Berechnung mit Sofistik bei Eingabe des linearen Temperaturgefälles liefert Werte für die Schnittgrößen von:

$N = 2137KN$
$M = 321.2KNm$

bei Wahl der Rastergröße 1x1cm. Der mittlere temperaturreduzierte E-Modul des Querschnitts beträgt:

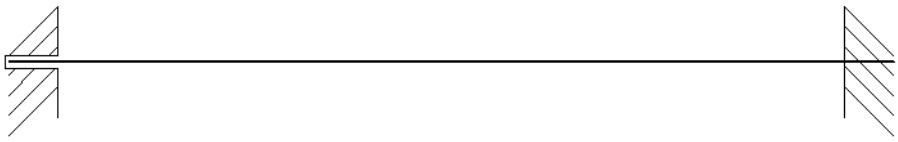
$\overline{E_c} = \frac{\sum_i E_{c,i}(T) d_i}{h} = 2917.31$

Vergleicht man die Änderung des E-Moduls mit der Änderung der Schnittgrößen, so zeigt sich, dass sich das Biegemoment um 80 Prozent, die Normalkraft um rund 77 Prozent ändert. Der mittlere E-Modul verringert sich aber gerade einmal um rund 13 Prozent: 2917.31/3330 =

0.876. Hier zeigt sich deutlich, welchen großen Einfluss die Annahme der temperaturabhängigen Wärmedehnung im Zusammenhang mit dem temperaturabhängigen E-Modul auf die Rechenergebnisse hat. Eine Berechnung unter Annahme eines konstanten E-Moduls und konstantem Wärmeausdehnungskoeffizient liegt deutlich auf der sicheren Seite. Im Sinne einer wirtschaftlichen Bemessung für den Lastfall Brand ist es bei einer großen Gesamtsteifigkeit des statischen Systems meist sinnvoll, von der Reduktion der Schnittgrößen durch Berücksichtigung der temperaturabhängigen Materialwerte Gebrauch zu machen.

6.3.2 beidseitig eingespannte Platte mit horizontaler Verschieblichkeit

Als nächstes Grundsystem zur Erläuterung wesentlicher thermo-mechanischer Zusammenhänge soll der beidseitig eingespannte Balken mit horizontaler Verschieblichkeit betrachtet werden.



Erwartungsgemäß entfällt die Normalkraftschnittgröße aus Temperaturzwang durch freie horizontale Ausdehnungsmöglichkeit. Der Wert für das Moment ändert sich hingegen nicht. Entsprechend liefert die Berechnung mit der Software Sofistik unter Ansatz eines konstanten E-Moduls zugehörig zu einem Beton C35/45 und linearem Temperatur-Dehnungsverhaltens folgende Schnittkräfte für $t = 30$ min:

$N \cong 0\ KN$
$M = 1640\ KNm$

Im Zusammenhang mit diesem System soll auf die Nichtlinearität des Werkstoffes Beton eingegangen werden. Wie bereits beschrieben wurde, stehen die Zwangsschnittgrößen infolge indirekter Lasten wie Temperatur oder auch aus Stützensenkung bei statisch unbestimmten Systemen in direktem Zusammenhang mit der Gesamtsteifigkeit des Systems. Je steifer das System, desto größer fallen die Zwangsschnittgrößen aus. Auf die Abminderung des Elastizitätsmoduls im Hochtemperaturbereich wurde im vorherigen Kapitel bereits eingegangen.

Nun zeigt der Werkstoff Stahlbeton allerdings auch ein ausgeprägtes nichtlineares Materialverhalten in Bezug auf die Spannungs-Dehnungs-Beziehung. Ein linearer Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung besteht nur abschnittsweise. Abbildung 6.31 zeigt den Verlauf des Spannungs-Dehnungs-Diagramms.

Der Elastizitätsmodul als Ableitung der Kurve ist also in Wirklichkeit keine Konstante. Der abfallende Ast wird bei Berechnungen nicht beachtet. Des Weiteren ist bei Stahlbeton der Übergang vom ungerissenen in den gerissenen Zustand mit einer deutlichen Änderung der Steifigkeit verbunden. Mit seiner geringen Zugfestigkeit trägt der Beton nur bei geringen Zugspannungen im Zugbereich mit. Bei Überschreitung der Zugfestigkeit kommt es zum Riss. Schlagartig erfolgt eine Spannungsumlagerung au den Stahl. Der Spannungsverlauf ist nicht mehr linear über die Querschnittshöhe verteilt. Die Zugspannung im gerissenen Querschnitt

wird fast ausschließlich vom Stahl aufgenommen, bis zu einer Höhe, in der die Zugfestigkeit des Betons wieder unterschritten wird. Der Verlauf der Spannungen in der Druckzone im Beton nähert sich bei Laststeigerung zunehmend einem Rechteck an. Ausgedrückt wird dies durch die Völligkeit α_V.

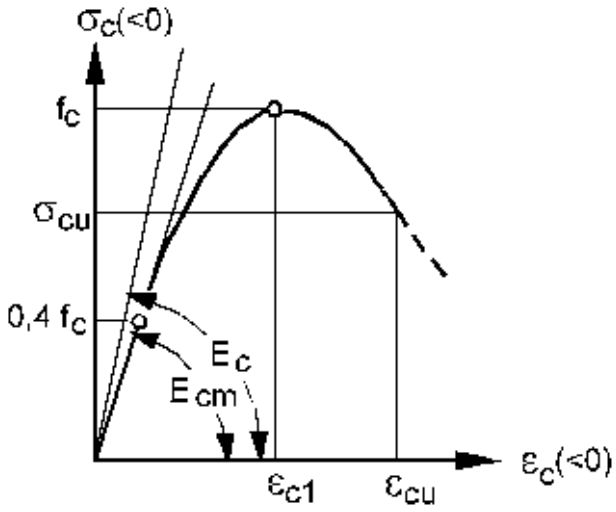


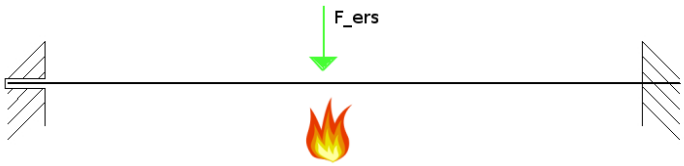
Abbildung 6.31: $\sigma - \varepsilon$-Beziehung

Im Betonstahl kommt es schlagartig zu einem Spannungssprung. Kurzfristig wird die Fließgrenze des Stahls erreicht. Der Stahl gerät ins fließen und kann keine weitere Laststeigerung erfahren. Nebenliegende ungerissene Querschnittsteile ziehen Last auf sich. In einem Abstand, in dem die Spannung wieder voll auf den Verbundquerschnitt übertragen wurde, kommt es zu einem weiteren Riss. Dieser Vorgang schreitet fort, bis sich ein stabiles Gleichgewicht eingestellt hat, oder der Querschnitt versagt, infolge unkontrollierter Rissbildung.

Diese Erläuterung des Rissgeschehens eines Stahlbetonquerschnitts ist wichtig für das Verständnis der Zwangsschnittgrößen. Es ist anschaulich nachvollziehbar, dass die Verformungen im gerissen Zustand II des Betons größer sind, als dies bei einem ungerissen Querschnitt der Fall wäre. Oder anders ausgedrückt, die Steifigkeit wird durch die Rissbildung herabgesetzt. Dies jedoch ist für die Ausbildung der Zwangsschnittgrößen von entscheidender Bedeutung. Ein Querschnitt der in der Lage ist, seine Steifigkeit zu reduzieren, ohne zu versagen, kann Zwangsschnittgrößen abbauen. Dies soll im Folgenden durch Beispielrechnungen erläutert werden. Dazu wird derselbe Querschnitt aus Kapitel 6.3.1 mit beidseitiger Einspannung aber horizontaler Verschieblichkeit betrachtet, wie das statische Modell bereits verdeutlichte. Zur Untersuchung der nichtlinearen Material- und Systemeffekte erfolgt die Berechnung im Zustand II nach DIN 1045-1 unter Beachtung der nichtlinearen Materialeigenschaften, wie auch der Steifigkeiten im Zustand II und Möglichkeiten der Spannungsumlagerung im System entsprechend der Rotationsfähigkeit des Querschnitts.

Einfluss des Biegemoments aus äußerer Last

Zunächst soll der Einfluss der nichtlinearen Zusammenhänge bei Einwirkung einer Einzellast mit gleichzeitiger Wirkung der Temperaturbeanspruchung analysiert werden. Dazu wird der Querschnitt zunächst lediglich durch eine angreifende Einzellast in Stabmitte belastet. Als weiterer Lastfall wird eine Temperatureinwirkung angesetzt. Der dritte Lastfall bildet die Kombination beider Einwirkungen. Die Querschnittswerte wie auch der Bewehrungsgrad werden nicht verändert.



Die erste Untersuchung erfolgt für einen Querschnitt mit einer unteren Bewehrung von 82.1 cm^2/m, was einer Flächenbewehrung von D28-7,5 entspricht. An dieser Stelle soll darauf hingewiesen werden, dass eine Bewehrung dieser Art für eine Tübbingkonstruktion nicht praxistauglich ist. Üblicherweise liegt der maximale Durchmesser der Bewehrung bei 16mm. Der Bewehrungskorb besteht meist nicht aus Mattenbewehrung, sondern aus eigens angefertigten Bewehrungskörben mit Stabbewehrung und Bügeln. Die Wahl der Bewehrung von 82.1 cm^2 dient lediglich dazu, die Effekte zu verdeutlichen. Der 40 cm hohe Querschnitt aus Stahlbeton C35/45 wird mit einem Temperaturgefälle von $\Delta T = 60$ Grad Celsius beaufschlagt. Daraus resultiert aus dem Lastfall Temperatur eine Zwangsschnittgröße als reine Momentenbeanspruchung. Rechnerisch ergibt sich diese nach der Elastizitätstheorie zu

$$M = \frac{\Delta T\ EI\ \alpha_T}{h} = \frac{60*3330*100*40^3*10^{-5}}{12*40} = 26640\ KNcm = 266.4\ KNm$$

Die Einzellast F_{ers} in Stabmitte wird kontinuierlich bis zur Erreichen der Tragfähigkeit gesteigert. Die Momente allein aus diesem Lastfall nehmen nach Elastizitätstheorie den Wert

$$M = \frac{Fl}{8}$$

an.

Abbildung 6.32 zeigt die Auswertung der Rechenergebnisse. Die Graphik enthält einerseits die Ergebnisse der Einzellastfälle einer vergleichenden Handrechnung wie auch deren rechnerische Summe. Vergleichend werden dazu die Ergebnisse der nichtlinearen Berechnung für die Einzellastfälle sowie deren rechnerischer Summe abgebildet. Schließlich werden in der linken Spalte auch die nichtlinearen Berechnungsergebnisse bei kombiniertem Ansatz der Einwirkungen Temperatur und Ersatzlast F_{ers} dargestellt.

Entwicklung der Zwangsschnittgrößen

Randbedingungen:

1) Konstanter Bewehrungsgrad, untere Bewehrung D28-7,5 --> 82,1 cm²/m
2) Normalkraftbeanspruchung N = 0

3) Zwangsschnittgrößen aus dT = 60 °C

F_ers	M_el_Fers	M_el_dT	Σ	M_nonl_Fers	M_nonl_dT	Σ	M_ges_nonl
	M=F*l/8 Moment aus Einzellast nach E-Theorie in Feldmitte	M= dT*EI*α_T / h Moment aus Temperaturgefälle dT nach E-Theorie	rechnerische Summe beider Lastfälle nach Elastizitätstheorie	Errechnetes Moment aus nichtlinearer Berechnung infolge Last F_ers	Errechnetes Moment aus nichtlinearer Berechnung infolge dT	Rechnerische Summe beider Lastfälle	Ergebnisse der nichtlinearen Berechnung bei Ansatz von F_ers und dT
50	12,5	266,4	278,9	12,7	217,1	229,8	229
100	25	266,4	291,4	25,4	217,1	242,5	239,7
200	50	266,4	316,4	50,8	217,1	267,9	261,2
300	75	266,4	341,4	76,4	217,1	293,5	282,2
400	100	266,4	366,4	180,4	217,1	397,5	302,9
500	125	266,4	391,4	224,8	217,1	441,9	323,5
600	150	266,4	416,4	269,7	217,1	486,8	343,9
700	175	266,4	441,4	314,4	217,1	531,5	364,2
800	200	266,4	466,4	**Tragfähigkeit erreicht!**			

Abbildung 6.32: Entwicklung der Zwangsschnittgrößen für $\Delta t = 60$

Es ist deutlich zu sehen, dass die Computer-Berechnungsergebnisse infolge der alleinigen Wirkung durch eine Einzellast immer über den Ergebnissen einer vergleichenden Handrechnung nach Elastizitätstheorie liegen, die sich zu $M = F * l/8$ ergeben. Anders verhält es sich mit der Zwangschnittgröße aus Temperatur bei Einzellastfallbetrachtung. Diese bleibt unter den Werten der vergleichenden Handrechnung zurück. Summiert man beide Rechenergebnisse der Einzel-Lastfälle F_{ers} und Temperatur auf und vergleicht dies mit den Ergebnissen einer nicht-linearen Berechnung für beide Lastfälle zusammen, so liegen die Werte bis zu einer Einzellast von rund 350 KN unter denen einer vergleichenden Handrechnung, danach deutlich darüber. Bei kombinierter Beanspruchung liegen die Ergebnisse immer unter denen einer vergleichenden Handrechnung und der rechnerischen Summe der Einzellastfälle. Abbildung 6.33 zeigt eine graphische Auswertung der Summen aus beiden Lastfälle aus Handrechnung, nicht-linearer Rechnung mit Einzellastfällen und nichtlinearer Berechnung beider Lastfälle kombiniert.

Die Rechenergebnisse können einerseits durch die Rissbildung und den Übergang in den Zustand II des Betons erklärt werden. Im Falle äußerer Lasten steigen die Schnittkräfte beim Übergang in den Zustand II an, da es durch die Rissbildung zu einem Steifigkeitsabfall kommt. Daher liegen die Ergebnisse der Einzellast immer über denen einer vergleichenden Handrechnung. Die Zwangschnittgrößen allerdings hängen direkt mit der Steifigkeit des Systems zusammen. Da durch den Übergang in den Zustand II die Steifigkeit abfällt, fallen die Schnittgrößen aus Temperaturzwang bei Einzellastfallbetrachtung geringer aus, als dies aus einer vergleichenden Handrechnung zu erwarten wäre. Dass sich der Querschnitt bereits im Zustand II befinden muss, kann über die Berechnung des Rissmoments geklärt werden. Es ergibt sich zu:

$$M_{Riss} = \frac{I_i * f_{ctm}}{z_{unten}} \tag{6.23}$$

Zunächst wird also das ideelle Flächenmoment 2.ten Grades ermittelt.

$A_{ci} = A_c + (\alpha_e - 1)A_s$
$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} = \frac{21000}{3330} = 6,306$
$A_{ci} = 100 * 40 + (6,3306 - 1) * 82,1 = 4435,62$

Der Abstand des Schwerpunktes des ideellen Querschnitts zur Bewehrungsachse ergibt sich bei 5 cm Betondeckung zu:

$z_{cip} = \frac{A_c * z_{cp}}{A_{ci}} = \frac{100*40*15}{4435,62}$

Mit diesen Angaben ergibt sich schließlich ein ideelles Flächenmoment 2.ten Grades von:

$I_{ci} = I_c + A_c(z_{cip} - z_{cp})^2 + (\alpha_e - 1)A_p * z_{zip}^2 = 621722,35cm^4$

Ein Beton der Güte C35/45 hat gemäß DIN 1045-1 eine Zugfestigkeit f_{ctm} von 0,32 KN/cm. Damit ergibt sich das Rissmoment gemäß Formel (6.30) zu:

$M_{Riss} = 9947,56\ KNcm\ = 99,48\ KNm$

Der Querschnitt befindet sich also zu jeder Zeit im **Zustand II**.

Die Abbildung 6.33 beschreibt jedoch noch einen weiteren Effekt, der mit den bisherigen Erläuterungen nicht erklärt werden kann. Ab ca. 350 KN steigt das Biegemoment aus Einzellast plötzlich stark an. Der Graph verdeutlicht den plötzlichen Sprung. Die rechnerische Summe aus Einzellastfällen liegt deutlich über der Rechnung nach Elastizitätstheorie. Bei kombinierter Beanspruchung ist ein solcher Effekt nicht zu erkennen.

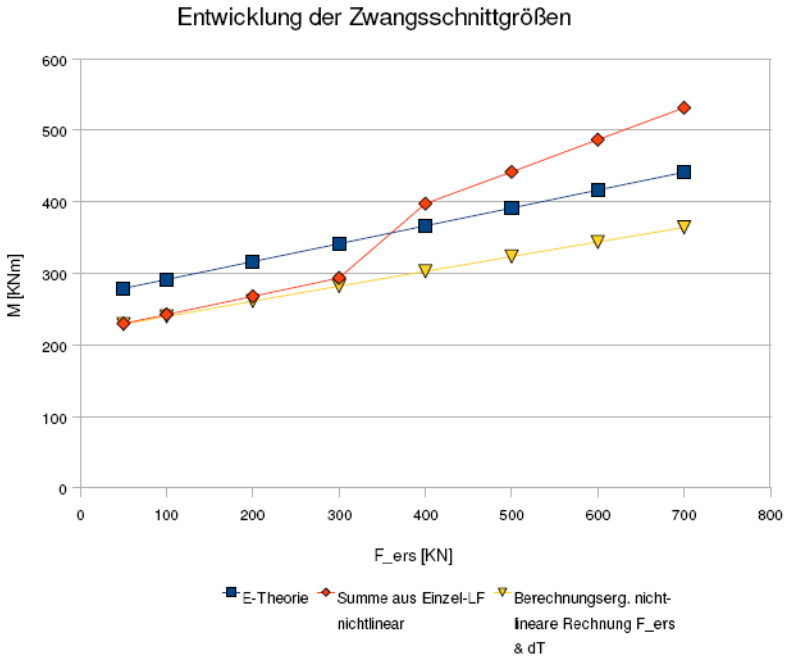


Abbildung 6.33: graph. Auswertung der Zwangsschnittgrößen für $\Delta t = 60$

Dies kann durch einen weiteren Vorgang erklärt werden. Abbildung 6.34 zeigt den Momentenverlauf infolge Einzellast für $F_{ers} = 300$ KN und $F_{ers} = 400$ KN. Es wird deutlich, dass sich der Schnittkraftverlauf von dem des beidseitig eingespannten Stabs entfernt hat und viel mehr jenem eines Balkens auf zwei Stützen gleicht. An den Einspannstellen haben sich Fließgelenke gebildet und die Einspannung ist nicht länger wirksam. Demnach geht auch der Einfluss der Zwangschnittgrößen bei kombinierter Beanspruchung zurück, da sich bei Abminderung der Einspannwirkung größere Verkrümmungen als Folge des Temperaturgradienten einstellen können, ohne dass daraus Zwangschnittgrößen resultieren.

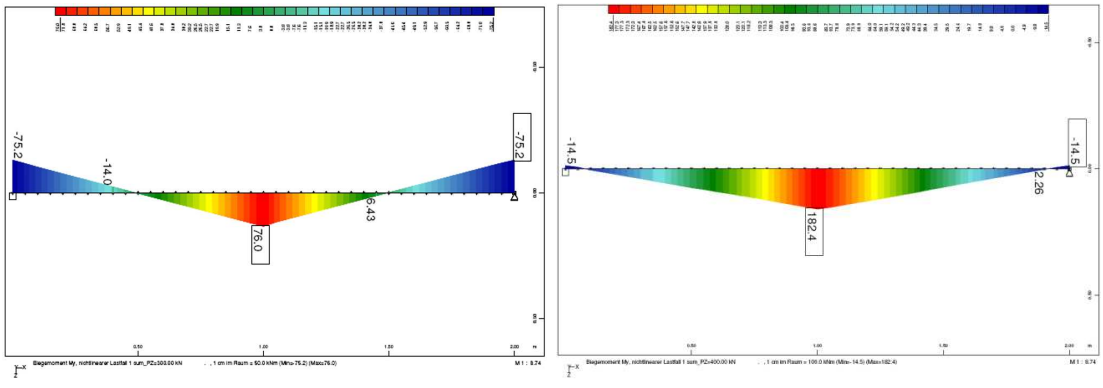


Abbildung 6.34: Momentenverlauf für F=300 KN und F=400 KN

In einer weiteren Berechnung wurde der Bewehrungsgrad gesteigert. Die anderen Randbedingungen sind unverändert geblieben. Abbildung 6.35 zeigt die Ergebnisse der Berechnung.

Entwicklung der Zwangsschnittgrößen

Randbedingungen:

1) Konstanter Bewehrungsgrad, untere Bewehrung D28-? --> 119.33 cm²/m
2) Normalkraftbeanspruchung N = 0

3) Zwangsschnittgrößen aus dT = 60 °C

F_ers	M_el_Fers M=F*l/8 Moment aus Einzellast nach E-Theorie in Feldmitte	M_el_dT M= dT*EI*α_T / h Moment aus Temperaturgefälle dT nach E-Theorie	Σ rechnerische Summe beider Lastfälle nach Elastizitätstheorie	M_nonl_Fers Errechnetes Moment aus nichtlinearer Berechnung infolge Last F_ers	M_nonl_dT Errechnetes Moment aus nichtlinearer Berechnung infolge dT	Σ Rechnerische Summe beider Lastfälle	M_ges_nonl Ergebnisse der nichtlinearen Berechnung bei Ansatz von F_ers und dT
50	12,5	266,4	278,9	12,8	249,5	262,3	262
100	25	266,4	291,4	25,6	249,5	275,1	273,3
200	50	266,4	316,4	51,2	249,5	300,7	295,4
300	75	266,4	341,4	76,9	249,5	326,4	317,4
400	100	266,4	366,4	181,3	249,5	430,8	339,2
500	125	266,4	391,4	226,9	249,5	476,4	361,1
600	150	266,4	416,4	272,4	249,5	521,9	382,9
700	175	266,4	441,4	317,6	249,5	567,1	404,7
800	200	266,4	466,4	363,2	249,5	612,7	426,3
900	225	266,4	491,4	408,6	249,5	658,1	448
1000	250	266,4	516,4	**Tragfähigkeit erreicht!**			

Abbildung 6.35: Entwicklung der Zwangsschnittgrößen für $\Delta t = 60$ und erhöhtem Bewehrungsgrad

Abbildung 6.36 stellt abermals die Summen der Lastfälle graphisch dar. Der Effekt ist derselbe, die Laststufe bis zum Versagen des Querschnitts kann allerdings etwas gesteigert werden, wie aus der Tabelle hervor geht.

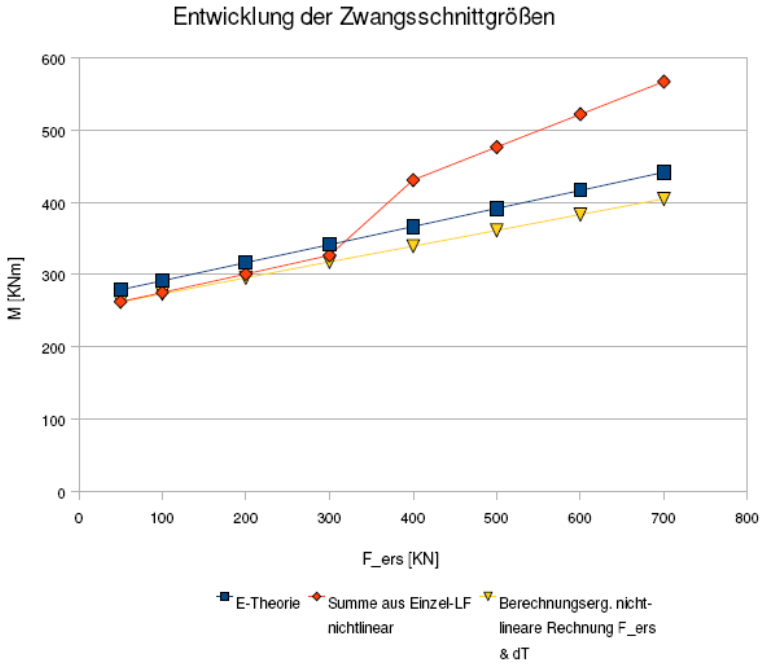


Abbildung 6.36: graph. Auswertung der Zwangsschnittgrößen für $\Delta t = 60$ und erhöhtem Bewehrungsgrad

Im nächsten Schritt wurde der Querschnitt zusätzlich mit Druckbewehrung versehen, die untere Bewehrung dafür etwas abgemindert. Abbildung 6.37 zeigt die Ergebnisse der Berechnung in tabellarischer Form.

Entwicklung der Zwangsschnittgrößen

Randbedingungen:

1) Konstanter Bewehrungsgrad, untere Bewehrung D28-6 --> 102.63 cm²/m;
obere Bewehrung d16-12.5 --> 16.08 cm²/m
2) Normalkraftbeanspruchung N = 0
3) Zwangsschnittgrößen aus dT = 60°C

F_ers	M_el_Fers	M_el_dT	Σ	M_nonl_Fers	M_nonl_dT	Σ	M_ges_nonl
	M=F*l/8 Moment aus Einzellast nach E-Theorie in Feldmitte	M=dT*EI*α_T / h Moment aus Temperaturgefälle dT nach E-Theorie	rechnerische Summe beider Lastfälle nach Bastizitätstheorie	Errechnetes Moment aus nichtlinearer Berechnung infolge Last F_ers	Errechnetes Moment aus nichtlinearer Berechnung infolge dT	Rechnerische Summe beider Lastfälle	Ergebnisse der nichtlinearen Berechnung bei Ansatz von F_ers und dT
50	12,5	266,4	278,9	12,8	243,8	256,6	255
100	25	266,4	291,4	25,6	243,8	269,4	266,1
200	50	266,4	316,4	51,2	243,8	295	288,1
300	75	266,4	341,4	76,9	243,8	320,7	301
400	100	266,4	366,4	105,5	243,8	349,3	331,7
500	125	266,4	391,4	144,2	243,8	388	353,3
600	150	266,4	416,4	175,4	243,8	419,2	374,8
700	175	266,4	441,4	213,8	243,8	457,6	396,3
800	200	266,4	466,4	246	243,8	489,8	417,4
900	225	266,4	491,4	277,8	243,8	521,6	438,8
1000	250	266,4	516,4	310,3	243,8	554,1	462
1100	275	266,4	541,4	346,6	243,8	590,4	486,3
1200	300	266,4	566,4	405,6	243,8	649,4	544,2
1300	325	266,4	591,4	Tragfähigkeit erreicht!			

Abbildung 6.37: Entwicklung der Zwangsschnittgrößen für $\Delta t = 60$ mit Druckbewehrung

Bei Einsatz einer Druckbewehrung zeigt vom Prinzip her ein ähnlicher Effekt. Allerdings ist der Anstieg des Biegemoments infolge Einzellast bei Einzellastfallbetrachtung weniger stark ausgeprägt. Die Ausbildung von Fließgelenken an der Einspannstelle wird durch die Druckbewehrung erschwert. Der Querschnitt wurde durch Anordnung der Druckbewehrung also etwas versteift, wie auch Abbildung 6.38 entnommen werden kann.

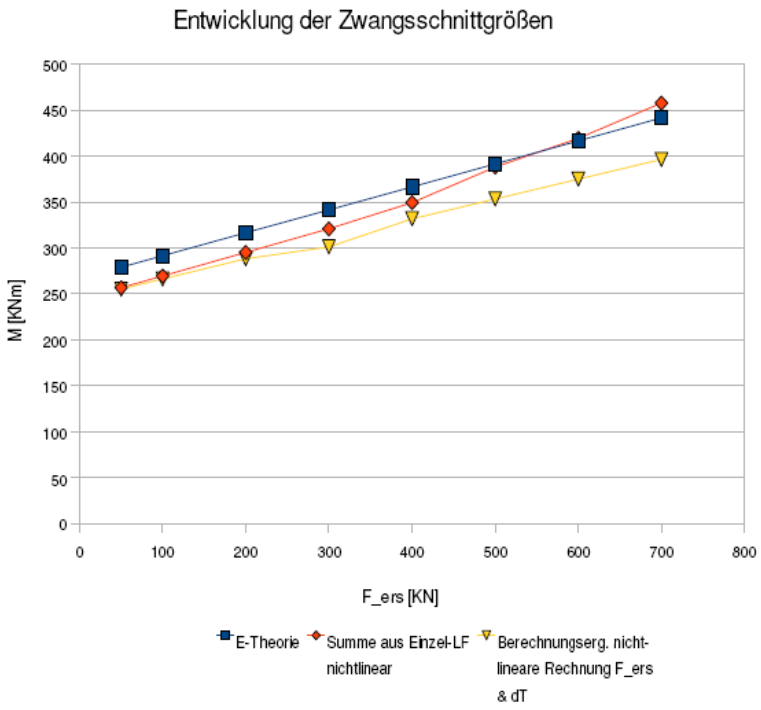


Abbildung 6.38: graph. Auswertung der Zwangsschnittgrößen für $\Delta t = 60$ mit Druckbewehrung

Einfluss einer Normalkraft

Im Folgenden soll der Einfluss einer zusätzlichen Normalkraft auf die Rechenergebnisse analysiert werden. Dazu wird derselbe Querschnitt mit einer Bewehrung von 82.1 cm^2/m, analog zum ersten Fall der vorherigen Analysen, mit einer konstanten Last in Stabmitte von 300 KN belastet. Die Belastung aus Temperatur entspricht ebenfalls wie in den vorherigen Fällen $dT = 60^o$ Celsius. Nun wird eine zusätzliche Normalkraft auf das System aufgebracht und langsam gesteigert.

Abbildung 6.39 zeigt die Ergebnisse der Berechnung auf. Über der Normalkraft ist im Diagramm das Biegemoment aus Einzellast und Temperaturbeanspruchung abgetragen, und zwar einmal aus elastischer Handrechnung, als Summe beider Lastfälle einzeln nach nichtlinearer Berechnung und schließlich als Kombination beider Lastfälle nach nichtlinearer Berechnung.

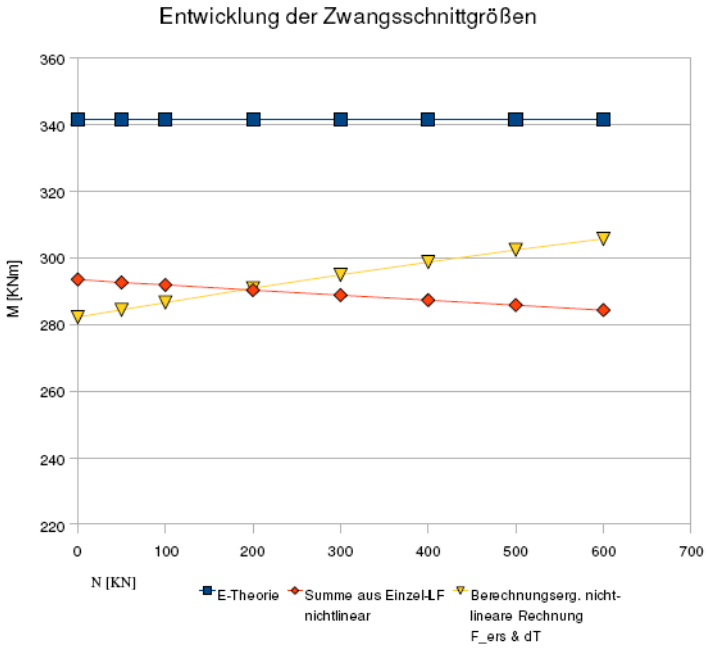


Abbildung 6.39: graph. Auswertung der Zwangsschnittgrößen bei zusätzl. N-Kraft N=300 KN

Abbildung 6.40 zeigt die Rechenergebnisse in tabellarischer Form. Im Falle der Einzelbetrachtung der Lastfälle zeigt sich, wie das System durch die Normalkraft versteift wird und sogar unter die Ergebnisse einer vergleichenden Handrechnung fällt und sich trendmäßig immer weiter von diesen entfernen. Im Fall der kombinierten Beanspruchung liegen die Ergebnisse auch unter den Ergebnissen einer Handrechnung nach Elastizitätstheorie, allerdings mit dem Trend einer Annäherung. Da sich das System immer noch im Zustand II befindet, müssen die Ergebnisse unter denen einer Handrechnung nach Elastizitätstheorie liegen. Es zeigt sich aber, dass durch die Normalkraft die Steifigkeit des Systems zunimmt und die Schnittgrößen aus Zwang demnach größer werden, während die aus äußerer Last abnehmen. Der Einfluss der Zwangschnittgrößen wird immer größer, daher nähert sich das Berechnungsergebnisse insgesamt denen der elastischen Handrechnung an.

Entwicklung der Zwangsschnittgrößen

Randbedingungen:

1) Konstanter Bewehrungsgrad, untere Bewehrung D28-7,5 --> 82,1 cm²/m
2) F_ers=300 KN konstant
3) Steigerung der N-Kraft
4) Zwagsschnittgrößen aus deltaM = 60°C

N	M_el_Fers	M_el_dT	Σ	M_nonl_Fers	M_nonl_dT	Σ	M_ges_nonl
	M=F*l/8 Moment aus Einzellast nach E-Theorie in	M= dT*EI*α_T / h Moment aus Temperaturgefälle dT nach E-Theorie	rechnerische Summe beider Lastfälle nach Elastizitätstheorie	Errechnetes Moment aus nichtlinearer Berechnung infolge Last F_ers	Errechnetes Moment aus nichtlinearer Berechnung infolge dT	Rechnerische Summe beider Lastfälle	Ergebnisse der nichtlinearen Berechnung bei Ansatz von F_ers und dT
0	75	266,4	341,4	76,4	217,1	293,5	282,2
50	75	266,4	341,4	75,5	217,1	292,6	284,4
100	75	266,4	341,4	74,8	217,1	291,9	286,6
200	75	266,4	341,4	73,2	217,1	290,3	290,9
300	75	266,4	341,4	71,7	217,1	288,8	294,9
400	75	266,4	341,4	70,2	217,1	287,3	298,7
500	75	266,4	341,4	68,7	217,1	285,8	302,4
600	75	266,4	341,4	67,2	217,1	284,3	305,7
700	75	266,4	341,4	65,7	217,1	282,8	308,7
800	75	266,4	341,4	64,2	217,1	281,3	311,2
900	75	266,4	341,4	62,7	217,1	279,8	313,6
1000	75	266,4	341,4	61,2	217,1	278,3	315,8
1100	75	266,4	341,4	**Berechnung abgebrochen**			

Abbildung 6.40: Entwicklung der Zwangsschnittgrößen bei zusätzl. N-Kraft N=300 KN

In einem weiteren Schritt wurde selbe Analyse für eine Einzellast von 700 KN durchgeführt mit einem deutlich höheren Bewehrungsgrad in Form einer unteren Bewehrung von 119.33 cm^2/m. Die Ergebnisse sind in Abbildung 6.41 abgebildet. Ohne Wirkung einer Normalkraft liegen die Ergebnisse bei Einzellastfallbetrachtung deutlich über denen der Handrechnung, da sich im Bereich der Einspannstellen Fließgelenke gebildet haben und das Biegemoment in Feldmitte demnach größer wird. Erst mit Wirkung einer Normalkraft von rund 800 KN fallen die Berechnungsergebnisse unter die der Handrechnung nach Elastizitätstheorie. Bei Ansatz beider Lastfälle in Kombination und Steigerung der Normalkraft liegen die Ergebnisse unter denen der Handrechnung und nähern sich den Ergebnissen an. Auch hieraus kann geschlossen werden, dass der Anteil der Zwangsschnittgrößen zunimmt, während die Versteifung die Schnittgrößen aus äußerer Last abmindert.

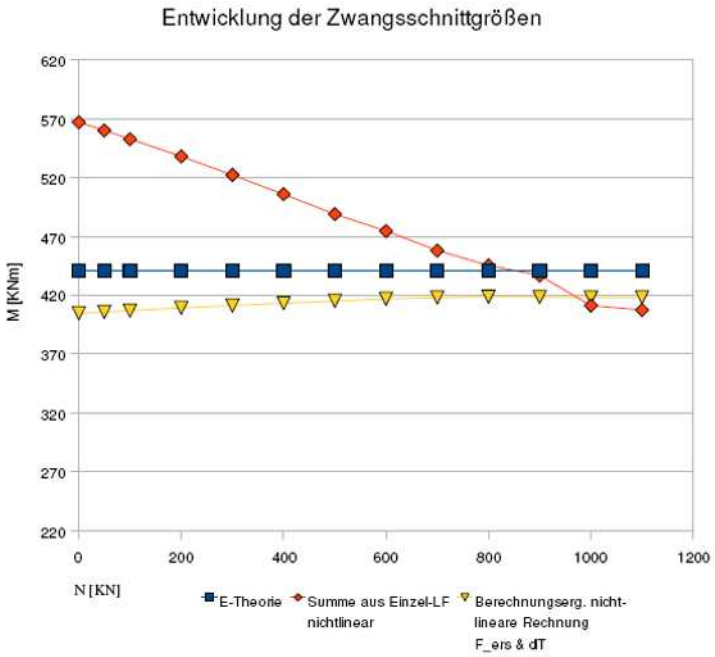


Abbildung 6.41: graph. Auswertung der Zwangsschnittgrößen bei zusätzl. N-Kraft N=700 KN und mehr Bewehrung

Steigerung ΔT bis zum Versagen

Nachfolgend soll für einen Querschnitt mit vorgegebener Belastung in Form einer Normalkraft von $N = 650$ KN und Einzellast von $F_{ers} = 300$ KN bei einem konstanten Bewehrungsgrad in Form einer unteren Bewehrung von 82.1 cm^2/m die Beanspruchung aus Temperaturgradient bis zum Versagen gesteigert werden. Abbildung 6.42 zeigt die Ergebnisse der Berechnung.

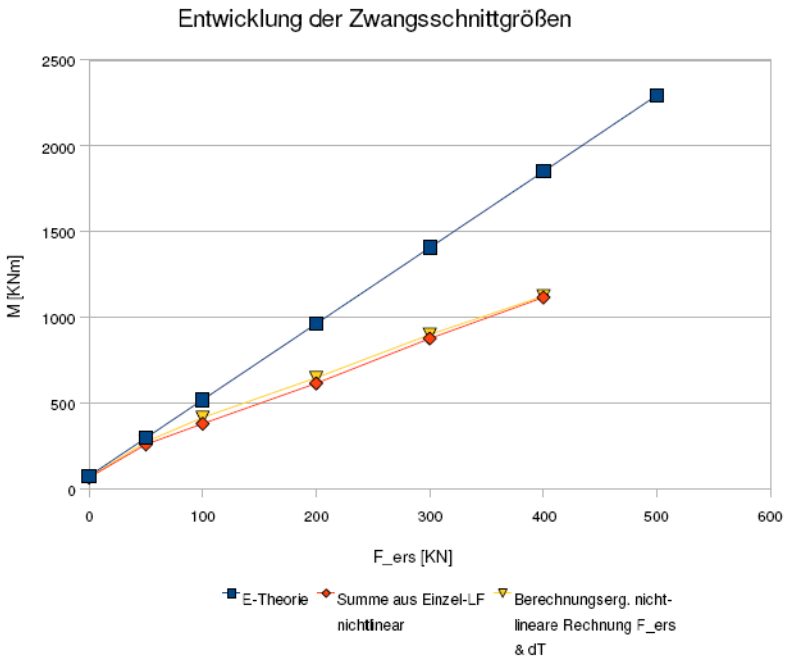


Abbildung 6.42: Zwangsschnittgrößen bei Steigerung Δt bis zum Versagen

Bei einem Temperaturgefälle von rund 303.5 Grad Celsius kommt es im dargestellten System zum Versagen. Die Ergebnisse entfernen sich sowohl bei Lastfall-Einzelbetrachtung als auch bei kombinierter Betrachtung schnell von den Ergebnissen einer vergleichenden Handrechnung nach Elastizitätstheorie und liegen darunter, da sich das System im Zustand II befindet. Durch den Einfluss der Normalkraft und Querkraft hat sich im System eine spezifische Steifigkeit eingestellt, die vor allem durch Rissbildung und Ausbildung von Fließgelenken bestimmt wird. Eine Erhöhung des Temperaturgradienten sorgt hingegen bei konstanter Normal- und Querbelastung nicht zu einer weiteren Veränderung der Systemsteifigkeit. Damit lässt sich erklären, warum die Graphen der superponierten Einzellastfälle annähernd parallel zum Graphen bei kombinierter Beanspruchung verlaufen. Die Laststufe des Versagens ist in beiden Fällen gleich. Also sowohl bei Betrachtung superponierter Schnittgrößen, als auch beim Ansatz einer kombinierten Beanspruchung im nichtlinearen Rechengang.

Bewertung der Ergebnisse

Die Auswertung der nichtlinearen Material- und Systemgesetzmäßigkeiten zeigt deutlich, dass die Schnittgrößen aus Zwang infolge Temperaturerhöhung, Temperaturgradient oder anderen Zwängen in direktem Zusammenhang mit der Steifigkeit des Werkstoffes und des Systems stehen. Je steifer das System, desto größer werden die Zwangsschnittgrößen ausfallen. Welchen Einfluss die Zwangsschnittgrößen allerdings wirklich auf das Tragverhalten haben, hängt sehr stark davon ab, in wie weit das System in der Lage ist, Steifigkeit abzubauen. Der Werkstoff Stahlbeton ist beim Übergang in den Zustand II und ausreichender Bewehrung zur Aufnahme der Zugkräfte in der Lage, Steifigkeiten im System durch Rissbildung und Ausbildung von Fließge-

lenken abzubauen ohne instabil zu werden. Vor allem eine große Biegebeanspruchung aus äußeren Lasten mindert den Einfluss der Zwangsbeanspruchungen, sofern sich daraus eine Reduktion der Systemsteifigkeit ergeben hat. Demzufolge wird der Einfluss der Zwangschnittgrößen kleiner.

Zusätzlich wirkende Normaldruckkräfte, wie im Tunnelbau zu erwarten ist, versteift das System allerdings wieder. Der Einfluss der Zwangsschnittgrößen steigt, wohingegen jener der äußeren Lasten sogar minimiert werden kann.

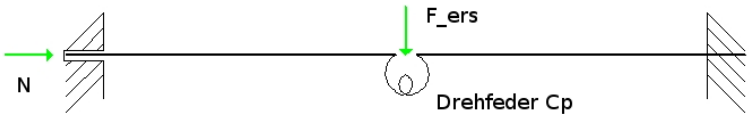
Die Analysen zeigen, dass eine pauschale Aussage über die Entwicklung der Schnittgrößen schwierig ist. Vor allem mit Blick auf das Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten drängt sich die Frage auf, ob eine Erhöhung äußerer Lasten durch γ Werte die Sicherheit erhöht oder minimiert. Eine pauschale Aussage ist nicht möglich.

6.3.3 eingespannte Platte mit horizontaler Verschieblichkeit und Kontaktfuge

Während das System des beidseitig eingespannten Stabes mit horizontaler Verschieblichkeit aus Abschnitt 6.3.2 nur der Analyse des Einflusses der Werkstoffsteifigkeit auf die Entwicklung der Zwangsschnittgrößen dienen sollte, wird im folgenden Abschnitt der Einfluss der globalen Systemsteifigkeit auf die Schnittgrößen analysiert.

Dazu wird ein gekoppeltes System zweier eingespannter Balken betrachtet. Die Kopplung beider Elemente erfolgt über eine Beton-Kontaktfuge. In der Fuge können lediglich Druckspannungen übertragen werden. Unter Zug öffnet sich die Kontaktfuge. Diese Kopplung kann bei Stabwerken auch als Drehfeder modelliert werden, wobei die Fähigkeit der Übertragung von Momenten maßgeblich von der Druckspannung abhängt. Sofern eine große Drucknormalkraft wirkt, kann auch ein größeres Moment über die Fuge transportiert werden. Abschnitt 5.6.2 erläutert die Zusammenhänge genauer. Die hier dargestellte Art der Systemkopplung entspricht dem Wesen nach den Längsfugen der Tübbingkonstruktion. Daher ist eine Untersuchung dieses Systems in Hinblick auf spätere Untersuchungen am statischen Modell der Tübbingkonstruktion von besonderem Interesse.

Die folgende Abbildung zeigt das zugehörige Modell der statischen Untersuchung.



Das System wird für die folgenden Untersuchungen mit einer Normalkraft und einer Querkraft beaufschlagt in Kombination mit einer zusätzlichen Temperaturbeanspruchung in Form eines Temperaturgradienten.

Der Lastfall der konstanten Erwärmung des Querschnitts um T_m ist uninteressant, da das System eine horizontale Verschieblichkeit aufweist. Abbildung 6.43 zeigt die Verformungsfigur des Systems unter Einwirkung einer Normalkraft von 500 KN einem Temperaturgradienten von $d_T = 60$ Grad Celsius. Die erste Figur ist jene unter Wirkung einer Einzellast F_{ers} von 200 kN. Die zweite Verschiebungsfigur entstand unter einer Einzellast am Gelenkpunkt von 400 KN. Die

Graphiken sind dabei in 500-facher Überhöhung dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, wie die Verformung deutlich ansteigt und sich die Gelenkfuge unter Wirkung der Laststeigerung weiter öffnet.

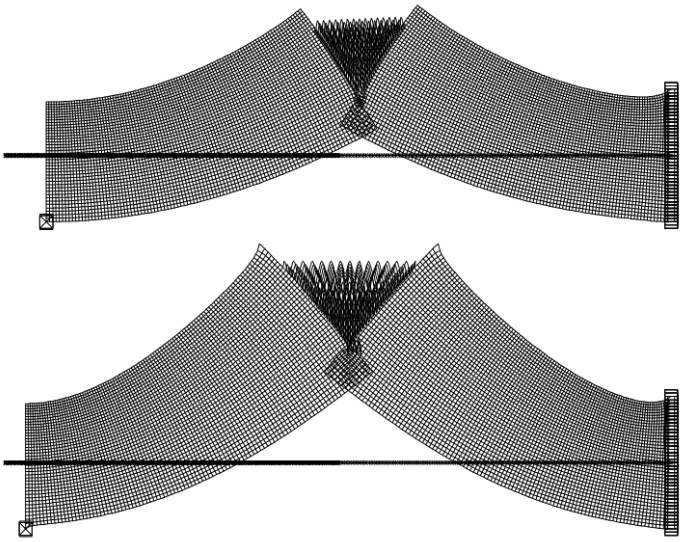


Abbildung 6.43: Verschiebungsfigur bei Belastung

Welche Effekte die Verformung auf die Schnittkräfte hat, wurde untersucht, indem bei konstantem Temperaturgradienten d_T und definiertem Lastniveau der Normalkraft N die Einzellast F_{ers} schrittweise gesteigert wurde. Die Abbildungen 6.44 bis 6.46 zeigen die Ergebnisse der Auswertung. Zunächst wird in Abbildung 6.44 für verschieden Lastniveaus der Normalkraft und unter Wirkung des Temperaturgefälles das Moment an der Gelenkfuge über der angesetzten Einzellast abgetragen.

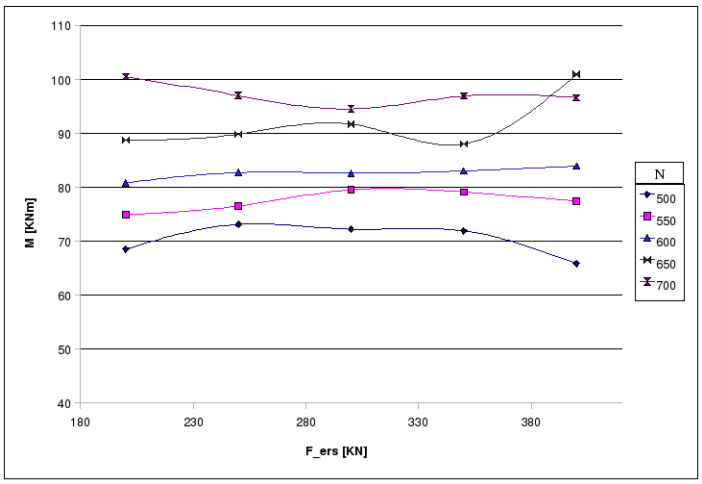


Abbildung 6.44: Zusammenhang zwischen Moment, Normalkraft und äußerer Last

Zunächst einmal ist festzustellen, dass bis auf eine Ausnahme eine höhere Normalkraft zu größeren Momentenschnittgrößen im System führt. Die Kontaktfuge funktioniert nur auf Druck und ist nicht in der Lage, Zugkräfte zu übertragen. Damit kann nur ein bestimmtes Moment über die Kontaktfuge transportiert werden. Unter Wirkung einer größeren Normalkraft lässt sich das transportierbare Moment erhöhen. Das System wird also durch die Wirkung der Normalkraft versteift und somit nehmen auch die Momentenschnittgrößen zu, da, wie bereits in den vorigen Kapiteln erläutert wurde, die Größe der Zwangsschnittgrößen in direktem Zusammenhang mit der Systemsteifigkeit steht.

Abbildung 6.45 zeigt die Federkräfte in der Kontaktfläche für eine Normalkraft von $N = 500$ KN und den Ersatzkräften $F_{ers} = 200$ KN und $F_{ers} = 400$ KN entsprechend zu den Lastniveaus der Verschiebungsbilder oben. In Abbildung 6.46 können die zugehörigen Momente und Verschiebungen nachvollzogen werden. Bei einer Einwirkung von $F_{ers} = 400$ KN fällt das Moment an der Gelenkstelle geringer aus. Dementsprechend fallend auch die Gelenkkräfte geringer aus. Gleichzeitig zeigt das System aber auch eine größere vertikale Verschiebung, d.h. die Schnittkräfte sind zu Lasten höherer Verformungen minimiert worden. Bei beiden Ersatzlasten von $F_{ers} = 200$ und $F_{ers} = 400$ KN wirkt nur noch ein kleiner unterer Teil der Kontaktfläche zur Übertragung der Druckkräfte.

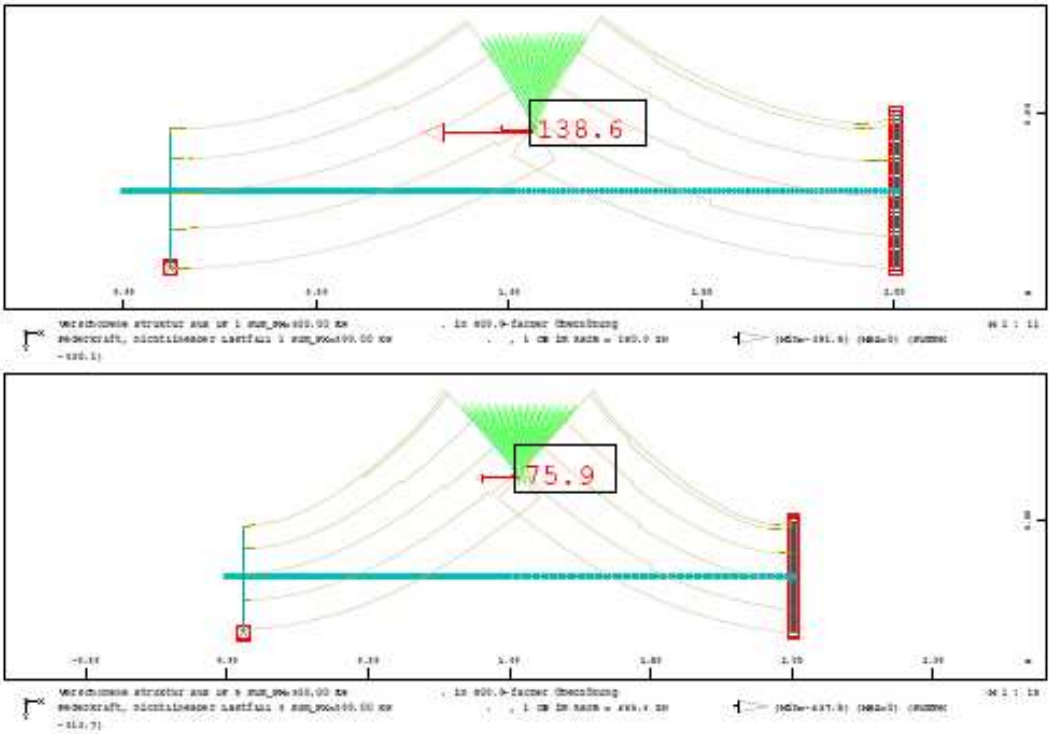


Abbildung 6.45: Federkräfte

In Abbildung 6.46 sind die Momentenschnittgrößen an der Gelenkfuge über der einwirkenden Ersatzlast F_{ers} zusammen mit der zugehörigen vertikalen Verformung (Sekundärachse) für verschiedene Normalkräfte abgetragen. Es zeigt sich, dass mit zunehmender Querbelastung durch die Einzellast an der Gelenkfuge die vertikalen Verformungen zunehmen. Die Fuge öffnet sich, das Moment steigt hingegen kaum mehr an, bzw. nimmt in einigen Fällen sogar ab. In einigen Fällen jedoch geht die Verformung wieder zurück, gleichzeitig steigen die Momentenschnittgrößen an. Das kein eindeutiger Trend zu erkennen ist, liegt wohl auch an numerischen Rechenungenauigkeiten und der gewählten Netzfeinheit. Ein Ausfall einer weiteren Zugfeder im nächsten Lastschritt kann die Schnittgrößen- und Verformungsverhältnisse deutlich ändern. Bei ausreichend feiner Netzeinteilung würden die Graphen wohl gleichmäßiger verlaufen.

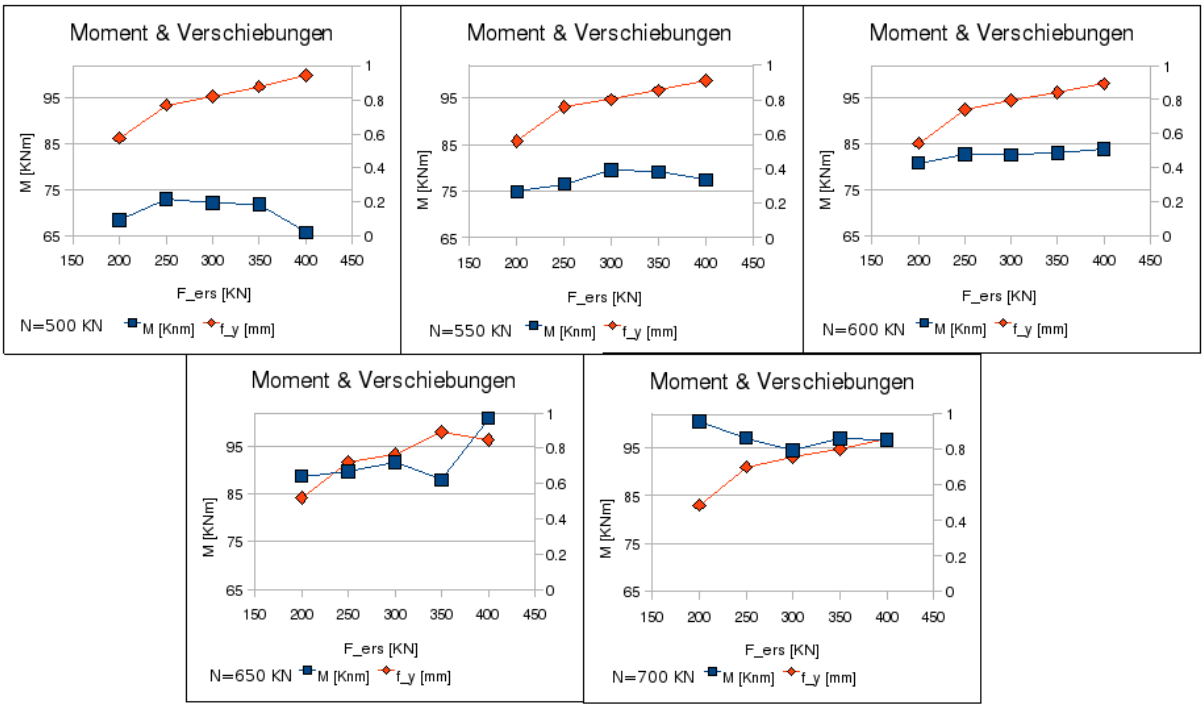


Abbildung 6.46: Momenten und zugehörige Verschiebungen bei versch. N-Kräften

Das hier beschriebene System wird maßgeblich durch die seine globale Systemsteifigkeit beeinflusst. Diese aber hängt vielmehr vom Verhalten der Fuge als von etwaiger Material-Nichtlinearität ab. Das System im vorigen Kapitel zeigte auf, welchen Einfluss der Übergang in den Zustand II hat, wofür in erster Linie direkte Lasten verantwortlich sind. Zwangsschnittgrößen bilden sich infolge der Rissbildung gar nicht erst in der Größenordnung aus, wie es bei einem ungerissenen Querschnitt der Fall wäre. Das System in diesem Kapitel unterliegt demselben Effekt. Hinzu kommt allerdings, dass die Zwangsschnittgrößen in Kombination mit den Schnittgrößen aus direkter Last maßgeblich die Momenten-Verdrehungs-Beziehung der Kontaktfuge beeinflussen. Dadurch ändert sich die globale Systemsteifigkeit und es kommt zu einer Änderung der Schnittgrößen. Dieser Effekt dürfte mindestens ebenso gewichtig sein, wie die Material-Nichtlinearität. Aussagen über den Einfluss der verschiedenen Parameter auf die Sicherheit des Systems werden dadurch sogar noch zusätzlich erschwert.

6.3.4 Gebetteter Balken mit beidseitiger elastischer Einspannung

Wie in Kapitel 5.6.2 dargestellt wurde, drückt sich die Tunnelbohrmaschine beim Vortrieb gegen die bereits eingebauten Tübbingsegmente ab und prägt so eine Vorspannung in der Konstruktion ein, die auch nach Fertigstellung des Tunnels verbleibt. Allerdings wird die Vorspannung durch Kriechvorgänge abgemindert. Dennoch spielt diese Vorspannung für die Tragfähigkeit der Konstruktion eine große Rolle. In der Regel werden zwei aufeinanderfolgende Tübbing-Ringe um einen halben Stein versetzt eingebaut, wodurch ein Fugenversatz in der Konstruktion entsteht. Die Verformung der Konstruktion infolge Lasteinwirkung läuft hauptsächlich über die Längsfugen ab. Im vorigen Kapitel wurde aufgezeigt, wie Momente, Druckkräfte und Verfor-

mungen im Zusammenhang stehen. Das Verhalten der Längsfugen beeinflusst abhängig von der wirkenden Normalkraft die Momentenschnittgrößen. Weitere Laststeigerungen führen zu größeren Verformungen, ohne das die Momente im selben Maße anwachsen. Der große Vorteil beim Versatz der Längsfugen durch Verdrehung der Segmente im darauffolgenden Ring besteht darin, dass eine Gelenk-Stelle mit großen potentiellen Verformungen über die Ringfuge an eine Stelle geringerer Verformung in Segmentmitte des nächsten Steins gekoppelt wird. Die Kopplung erfolgt über die eingeprägte Vorspannung und die entsprechenden Reibparameter des Materials in der Kontaktfläche (Betonkontakt oder Hartfaserkontaktplatten).

Der versetzte Einbau der Tübbinge bringt also eine gegenseitige Verspannung der Ringe mit sich. In der Summe wird das System des Tunnels dadurch versteift. Wie bereits des Öfteren dargestellt wurde, führt eine Vergrößerung der Systemsteifigkeit zu einer Vergrößerung der Zwangsschnittgrößen aus behinderter Verformung, wie diese bei Brandeinwirkung auftreten werden. Für diesen Lastfall ist die Versteifung des Systems durch die Ringkopplung also nicht nur positiv zu sehen. Um die Effekte der Ringkopplung zu analysieren, soll hier eine weitere kurze Vorbetrachtung an einem Ersatzsystem erfolgen, bevor das System des eigentlichen Tunnels betrachtet wird.

Dazu wird ein gerader Stabzug modelliert der an beiden Enden elastisch eingespannt ist. Die Drehfedersteifigkeit der Einspannung verhält sich entsprechend der Arbeitslinie nach Janßen, die zur Modellierung der Längsfugen des Tübbings herangezogen wird. Die Knoten des Stabzuges werden durch Senkfedern rechtwinkliger Wirkungsrichtung zur Stabachse gebettet. Die Federsteifigkeit wurde dem Wert einer statischen Tunnelberechnung angepasst und ergibt sich zu $8.207E^5$ KN/m. Für die Federn, die der Querfeder der Koppelfedern im Modell des Tübbingrings entsprechend, gilt das Reibgesetzt. Das heißt die Druck-Federkraft in Hauptrichtung, also in Längsrichtung des Tunnels, bestimmt die maximal möglichen Federkräfte in eben jener Querrichtung über einen Reibbeiwert μ.

Erhöhen sich also die Federkräfte in Längsrichtung, können sich auch höhere Federquerkräfte ausbilden. Welchen Effekt dies auf die Zwangsschnittgrößen aus Temperaturbeanspruchung hat, soll an diesem Modell untersucht werden. Die Abbildungen 6.47 und 6.48 zeigen das Modell der Berechnung. Abbildung 6.47 zeigt den Stabzug mit den Federrichtungen samt Federsteifigkeit, Abbildung 6.48 zeigt das verformte System.

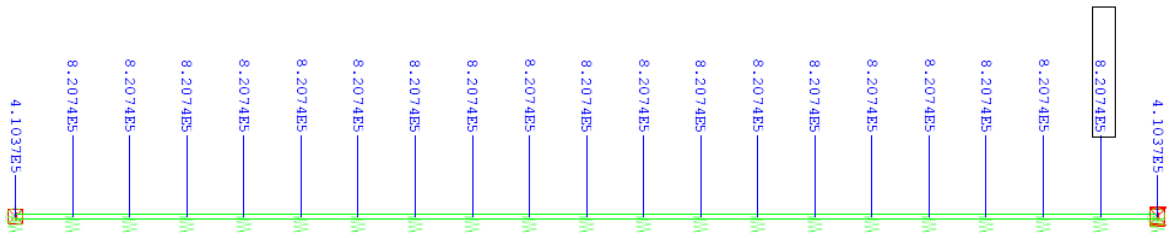


Abbildung 6.47: Federrichtung und -steifigkeit

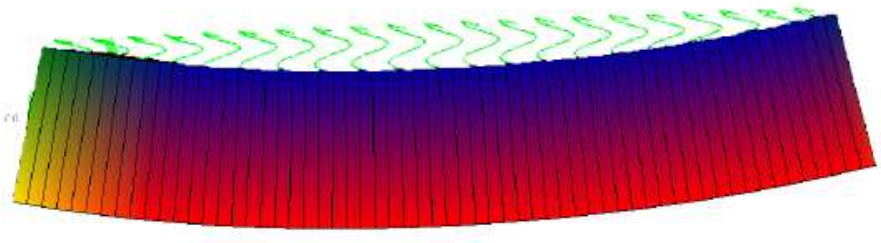


Abbildung 6.48: verformtes System

Der Stabzug wird allein durch eine Einwirkungen bestehend aus gleichmäßiger Temperaturerhöhung $T_m = 46.2$ Grad Celsius und linearem Gradient $\Delta t = 165.33$ Grad Celsius belastet. Zur Analyse wird den Federn eine gewisse Fließgrenze eingeprägt. Die Fließgrenze bestimmt, welche Federkraft aufgenommen werden kann, bei weiterer Laststeigung steigt die Federkraft nicht weiter an, es erhöht sich allein die Verformung. Damit lässt sich der Einfluss verschiedener Federkräfte in Längsrichtung über die Fließlast der Querfeder mit $F_{flie} = \mu * F_{laengs}$ untersuchen. Abbildung 6.49 zeigt drei Schnittgrößenverläufe in [KNm] für die Fließlasten von ∞ , 41.65 KN und 0 KN (von oben nach unten).

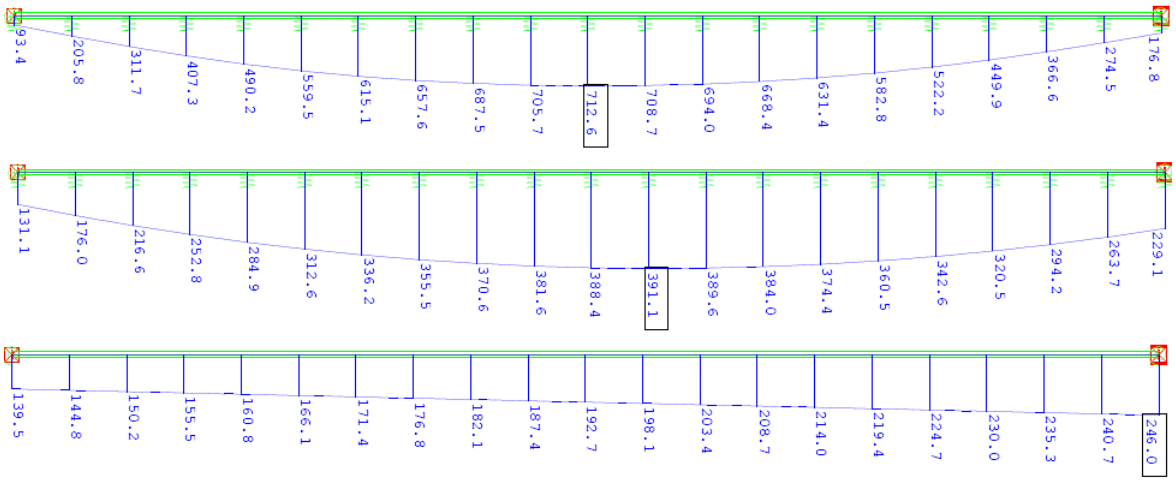


Abbildung 6.49: Momentenschnittgrößen bei versch. Querfederfließkräften

Ohne eine Fließlast ($F_{flie} \implies \infty$ ergibt sich ein maximales Moment von 712.6 KNm. Bei einer Fließlast von rund 42 KN beträgt das Moment in Feldmitte gerade noch 391.1 KNm. Eine Fließlast von 0 KN schaltet die Querfeder aus. Für das Tunnelmodell würde dies einer Ausschaltung der Ringkopplung entsprechen. Am Stabzug würde sich damit ein maximales Einspannmoment von 246 KNm einstellen.

Auf den zahlenmäßigen Zusammenhang zwischen maximaler Federkraft und Moment soll an dieser Stelle nicht näher eingegangen werden, da das Modell natürlich in keiner Weise geeignet ist, die Verhältnisse im Tunnel abzubilden. Die Vorbetrachtung sollte lediglich aufzeigen, dass davon ausgegangen werden kann, dass die Ringkopplung einen maßgeblichen Einfluss bei der

Ausbildung der Zwangsschnittgrößen haben wird, da auch sie einen deutlichen Einfluss auf die globale Steifigkeit des Systems hat. Es wurde dabei natürlich auch unterschlagen, dass in Querrichtung neben der Kopplung auch der Einfluss der Bettung zu beachten ist.

6.4 Umsetzung der Erkenntnisse auf den elastisch gebetteten Stabzug

Nach der Reihe an Vorbetrachtungen an einfachen statischen Systemen beschäftigt sich dieses Kapitel nun mit den konkreten Rechenergebnissen für den Stabzug als Modell für eine statische Berechnung im Tunnelbau, um dann im Kapitel 7 eine beispielhafte Bemessung unter Berücksichtigung der hier gewonnenen Erkenntnisse durchzuführen.

In Kapitel 5.6.1 und 5.6.2 wurde ausführlich über die Möglichkeiten der Modellierung im Tunnelbau referiert. Durch die Schnelligkeit und relativ hohe Genauigkeit haben sich gebettete Stabzugmodelle etabliert, die den Verbund mit dem Gebirge über das Bettungsverfahren berücksichtigen. Modelliert werden meist zwei aufeinanderfolgende Ringe, die über Koppelfedern miteinander verbunden werden. Durch diese Koppelfedern wird dem Effekt der Verzahnung über die Ringfuge und damit einhergehende Steifigkeitszunahme der beiden Ringe Rechnung getragen. Grundlage ist, wie bereits erläutert wurde, die durch den Vorschub eingeprägte Vorspannung in Tunnellängsrichtung.

In Tunnelquerrichtung haben die Längsfugen einen großen Einfluss auf die Schnittgrößen und das Verhalten des statischen Systems. Janßen liefert mit seinen Gleichungen eine in der Praxis bewährte Erfassung der Arbeitsgleichungen der Drehfedern, wie die Längsfugen im statischen System erfasst werden können.

6.4.1 Randbedingungen der statischen Untersuchung

Die geometrischen Eingabeparameter richten sich nach einem Projektbeispiel der Stadtbahntrasse in Karlsruhe. Für dieses Projekt wurden im Rahmen der statischen Berechnungen im Ingenieurbüro PSP Beratende Ingenieure im Tunnelbau, Grund- und Ingenieurbau die prüffähige Statik aufgestellt, die dem Autor in Teilen vorlag. Die statische Berechnung soll nun um Berechnungen zum Lastfall Brand erweitert werden.

Der Tunnel weist einen Radius von 4.3 Metern auf, bei einer Schalenstärke der Tübbinge von 40 cm. Der Ring ist in 6 gleichmäßige Segmente von 60 Grad unterteilt. Zwei aufeinanderfolgende Ringe sollen um je einen halben Stein versetzt eingebaut werden. Diskretisiert wird der Kreisring mithilfe von Stabzügen mit Einzelstäben der Länge 15 cm. Gemäß der Empfehlung zur Berechnung von Tunneln in Lockergesteinen wird eine Vorverformung der Ringe von etwa r/200 angesetzt. Dadurch ergibt sich ein elliptischer Ring der Abmessungen $a = 4.325$ m und $b = 4.275$ m. Die Ringlänge beträgt 2 Meter.

Die Abbildung 6.50 zeigt eine Übersicht über das statische System der beiden Ringe. Die Lage der oberen Längsfuge fällt beim Ring 2 in die Tunnelfirste.

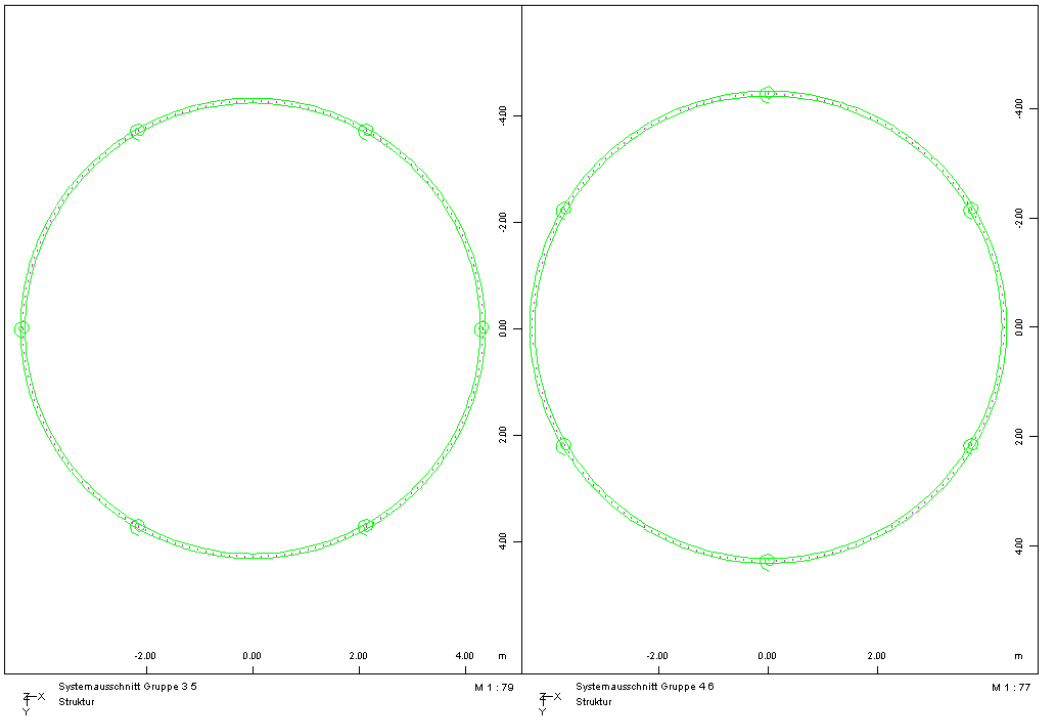


Abbildung 6.50: stat. System Ring 1 und 2 mit Lage der Längsfugen

Die nächste Abbildung 6.51 zeigt zum einen die Lage der Koppelfedern, über die beide Ringe gekoppelt sind. Hierbei wurde nicht von einer kontinuierlichen Kopplung ausgegangen, sondern von einer Kopplung über Hartfaserplatten, auf deren Höhe jeweils eine Vortriebspresse ansetzt. Zusätzlich wurden die Federrichtungen der Koppelfedern und Bettungsfedern graphisch dargestellt.

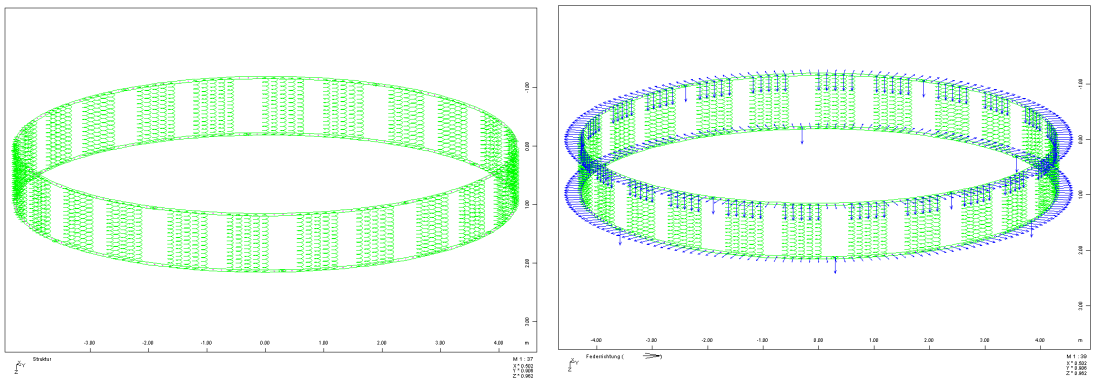


Abbildung 6.51: stat. System der Ringkopplung

Der Berechnung liegen des Weiteren folgende Randbedingungen zugrunde:

- Betongüte C 35/45
- Querdehnzahl 0.2

- E-Modul Fels 50000 KN/m^2
- Reibbeiwert Ringkopplung 0.5
- Vorschubkraft 15904 KN

Sofern neben der Temperaturbelastung auch Eigenlasten und äußere Lasten angesetzt wurden, sind diese der statischen Berechnung zum Neubau der Stadtbahn Karlsruhe entnommen. Dabei liegen folgende Lastverhältnisse vor:

- Firstauflast 146.8 KN
- Seitendruckbeiwert 0.5
- Wasserdruck Sohle 76 KN
- Quelldruck 0 KN

Anhand der Randbedingungen sollen anschließend einige Untersuchungen zum Verhalten des Systems unter Zuhilfenahme der Erkenntnisse aus den vorigen Kapiteln vorgenommen werden.

6.4.2 Ergebnisse und Schnittkräfte aus äußeren Lasten

Um überhaupt eine Einordnung der errechneten Schnittkräfte aus dem Lastfall Brand vornehmen zu können, soll an dieser Stelle ein Auszug der statischen Berechnung zu den äußeren Lasten wiedergegeben werden. Die Berechnung erfolgte dabei unter Ansatz der obigen Randbedingungen und Lastannahmen. Die Abbildung 6.54 zeigt die Ergebnisse und Schnittkräfte der Berechnung.

Zunächst einmal werden in den Abbildungen 6.52 und 6.53 die Lasten dargestellt. Die Abbildung 6.52 zeigt die Systemlinien der beiden Ringe und die Längsfugen modelliert als Drehfedern mit entsprechender Arbeitslinie nach Janßen. Neben der Lasten in Tunnelquerschnittsebene zeigt Abbildung 6.53 auch die Lasten in Tunnellängsrichtung aus dem Vortrieb bzw. Vorschub.

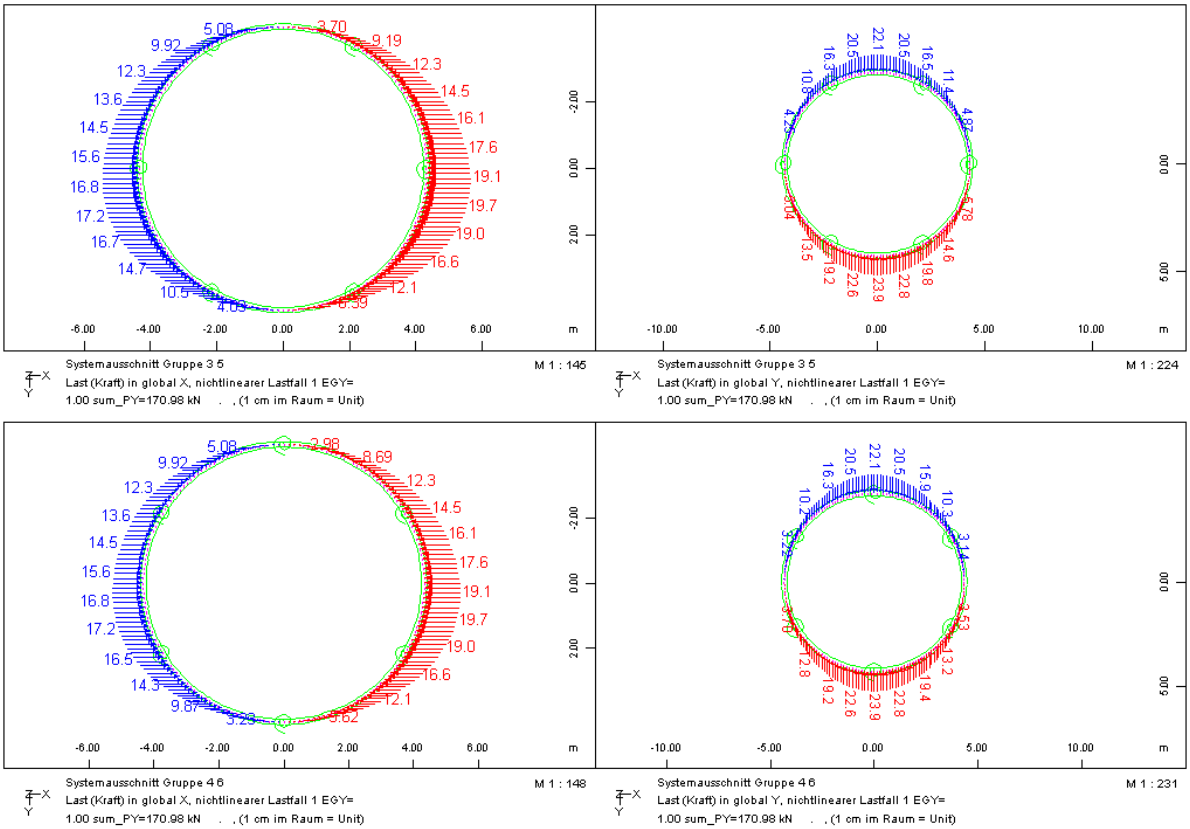


Abbildung 6.52: direkte äußere Lasten

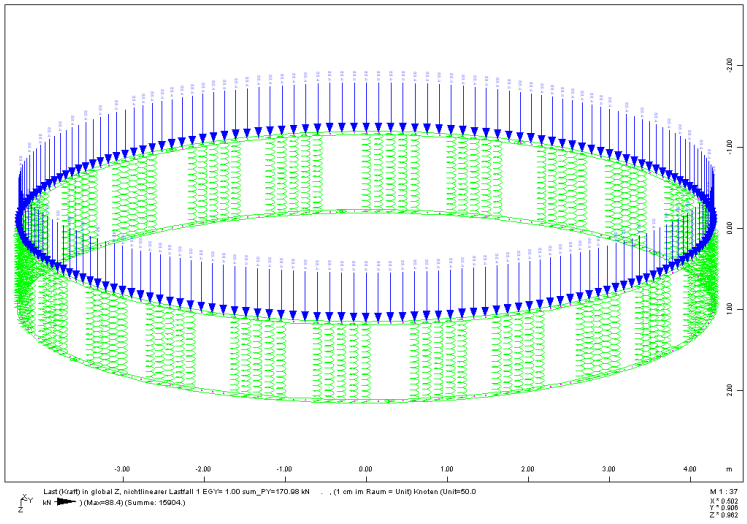


Abbildung 6.53: Lasten aus Vorschub

charakteristische Schnittgrößen, Bettung & Verschiebungen

Die folgenden Abbildungen zeigen zunächst die Normalkraft- und Momentenschnittgrößen für den Ring 1 und anschließend für den zweiten Ring, jener mit der Längsfuge in der Tunnelfirste.

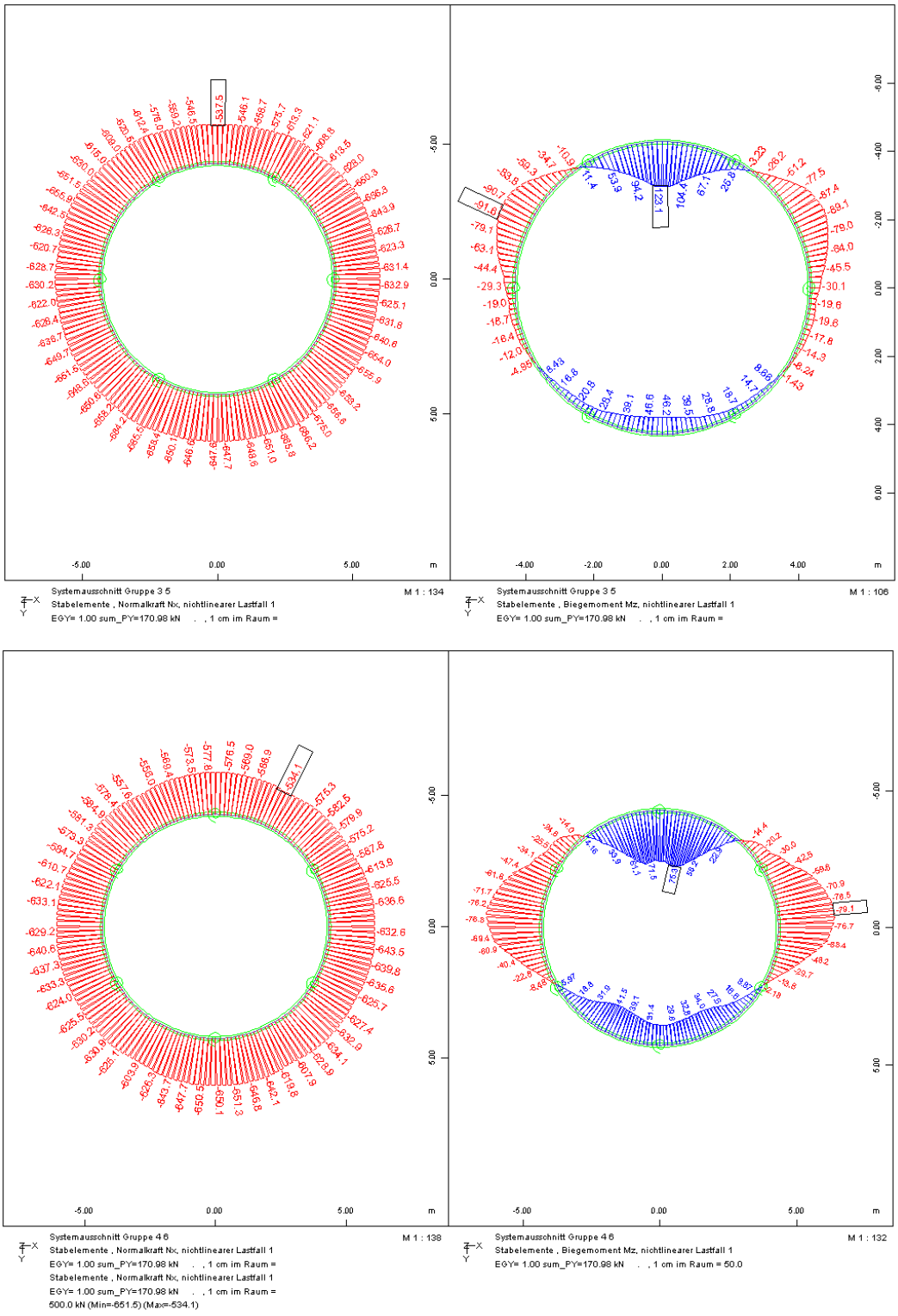


Abbildung 6.54: Schnittgrößen aus äußerer direkter Last und Eigengewicht

Es ist deutlich zu sehen, welchen Einfluss die Längsfugen auf das System haben. Es kann nur eine definierte Momentenbeanspruchung abhängig von der wirkenden Normalkraft über die Längsfuge transportiert werden. Laststeigerungen führen zu Verformungen und Öffnung der Fuge. Erfasst wird der Effekt durch die Momenten-Verdrehungs-Beziehung nach Janßen. Es ist auch deutlich zu erkennen, wie der Ring mit der in Tunnelfirste angeordneten Fuge eine geringere Steifigkeit aufweist, und sich sprichwörtlich in den steiferen zweiten Ring herein hängt. Besonders deutlich wird dies auch bei Betrachtung der Querkräfte der Koppelfedern, wie in Abbildung 6.55 dargestellt.

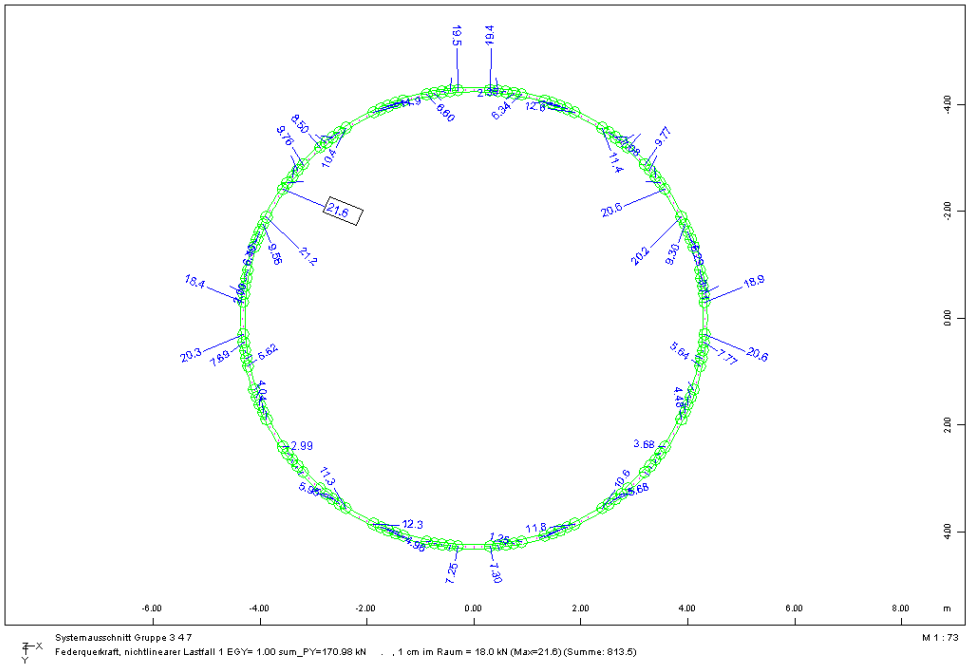


Abbildung 6.55: Federquerkräfte infolge direkter Last

Daneben zeigt die Abbildung 6.56 noch weitere Ergebnisse der Berechnung, wie die Verschiebung der Knotenpunkte, die Bettungsreaktion sowie Querkräfte und Torsionsmomente jeweils für den Ring 1 und 2.

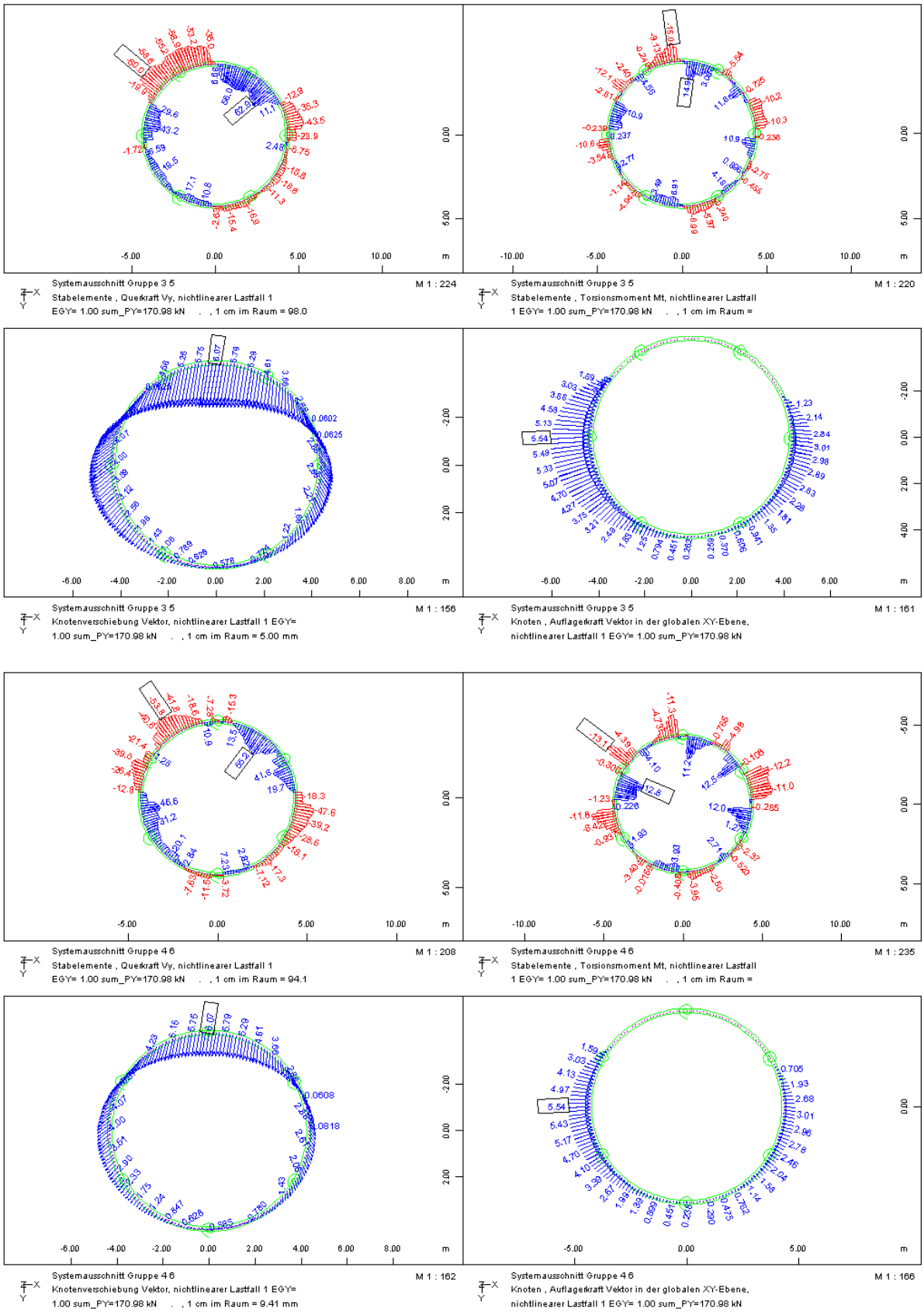


Abbildung 6.56: Querkraft, Torsion, Bettung & Verschiebung aus direkter Last und Eigengewicht

Es ist zu erkennen, dass die Bettung im Firstbereich über fast zwei Segmente unwirksam wird. Die Federn sind nicht in der Lage Zugkräfte aufzunehmen und fallen aus. Das System ovalisiert sich in Folge der Lasteinwirkung.

6.4.3 Beaufschlagung durch Temperatur

Nach der Betrachtung der Ergebnisse und Schnittkräfte aus direkter Belastung durch Eigengewicht und äußeren Lasten soll das System nun durch eine Temperaturbelastung beaufschlagt werden, wodurch sich Zwangsschnittkräfte ausbilden werden. Zunächst soll die Entwicklung der Schnittkräfte allein durch eine definierte Temperaturbeanspruchung ohne zusätzliche direkte äußere Lasten betrachtet werden. Anschließend erfolgt die Kombination mit äußeren Lasten.

Alleinige Ergebnisse und Schnittkräfte aus dem Lastfall Temperatur

Die folgenden Auswertungen beziehen sich auf das System des gekoppelten Rings unter Ansatz der obigen Randbedingungen unter alleinigem Ansatz von Temperaturbelastungen ohne die Kombination mit Eigenlast oder direkten äußeren Lasten. Im ersten Fall werden die Momenten-Schnittgrößen unter Einwirkung eines linearen Temperaturgradienten Δt untersucht. Beispielhaft werden die Ergebnisse und Schnittgrößen in den Abbildungen 6.57 und 6.58 für einen Temperaturgradienten $\Delta t = 200^o$ Celsius dargestellt.

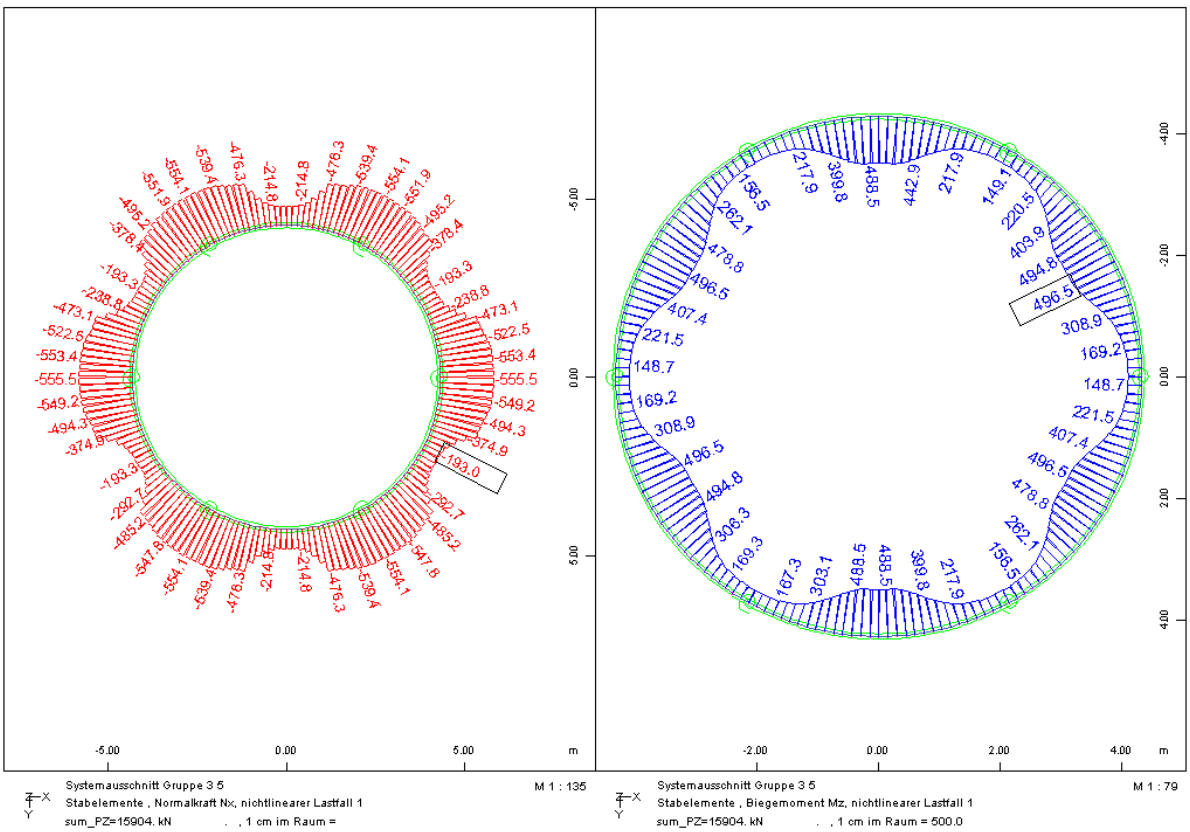


Abbildung 6.57: Schnittkräfte Ring 1 infolge $\Delta t = 200^o$ C

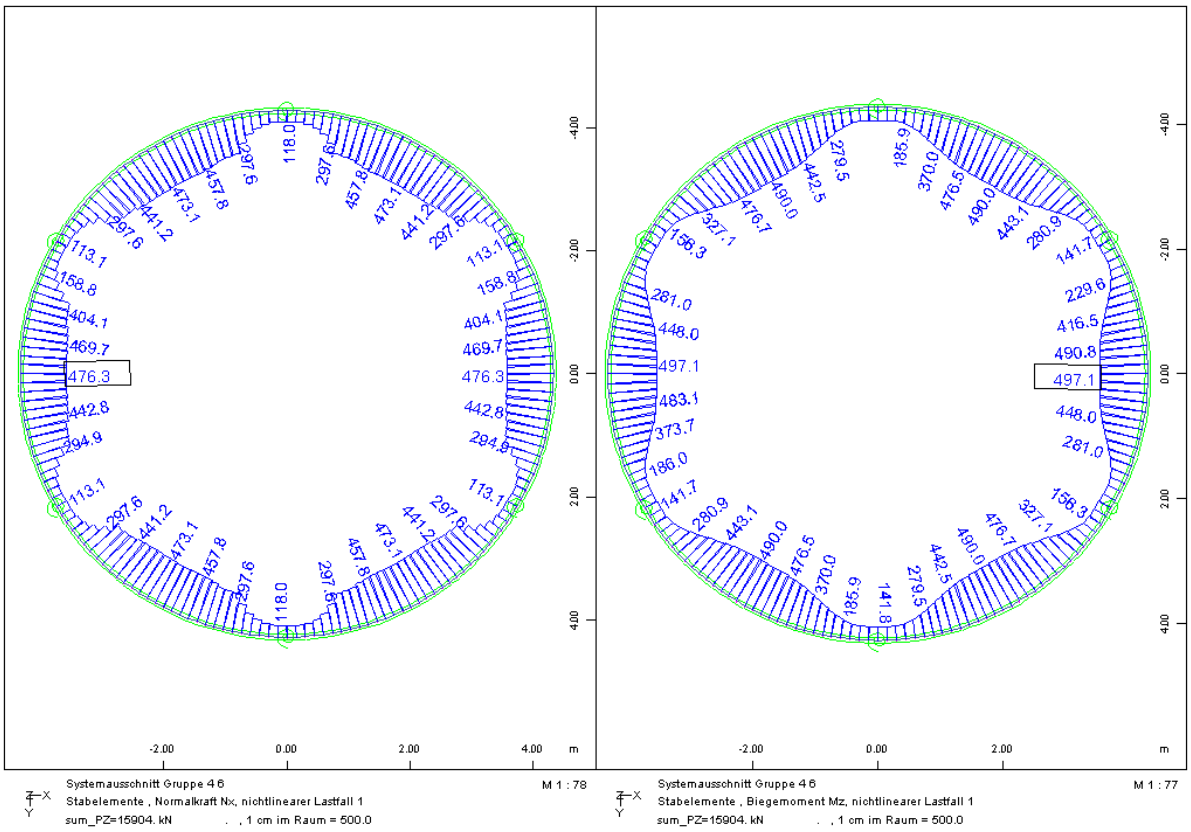


Abbildung 6.58: Schnittkräfte Ring 2 infolge $\Delta t = 200^o$ C

Neben den Schnittgrößenverläufen für Normalkraft und Moment der beiden Ringe ist in Abbildung 6.59 auch die Koppelfederkraft und Federquerkraft dargestellt, die maßgeblich die Verzahnung der beiden Ringe ausmacht. Im Gegensatz zu den Federkräften aus direkter äußerer Last und Eigenlast, wie im vorigen Kapitel dargestellt, steigen die Federkräfte der Koppelfedern stark an auf bis zu 220 KN, womit nach dem Reibgesetzt auch höhere Federquerkräfte übertragen werden können. Für das System bedeutet dies eine Versteifung, und damit steigen die Schnittgrößen aus Zwang. Die Schnittkraftverläufe zeigen den Effekt, zum Beispiel auch an den Sprüngen im Normalkraftverlauf infolge der Lasteinleitung der Federquerkräfte.

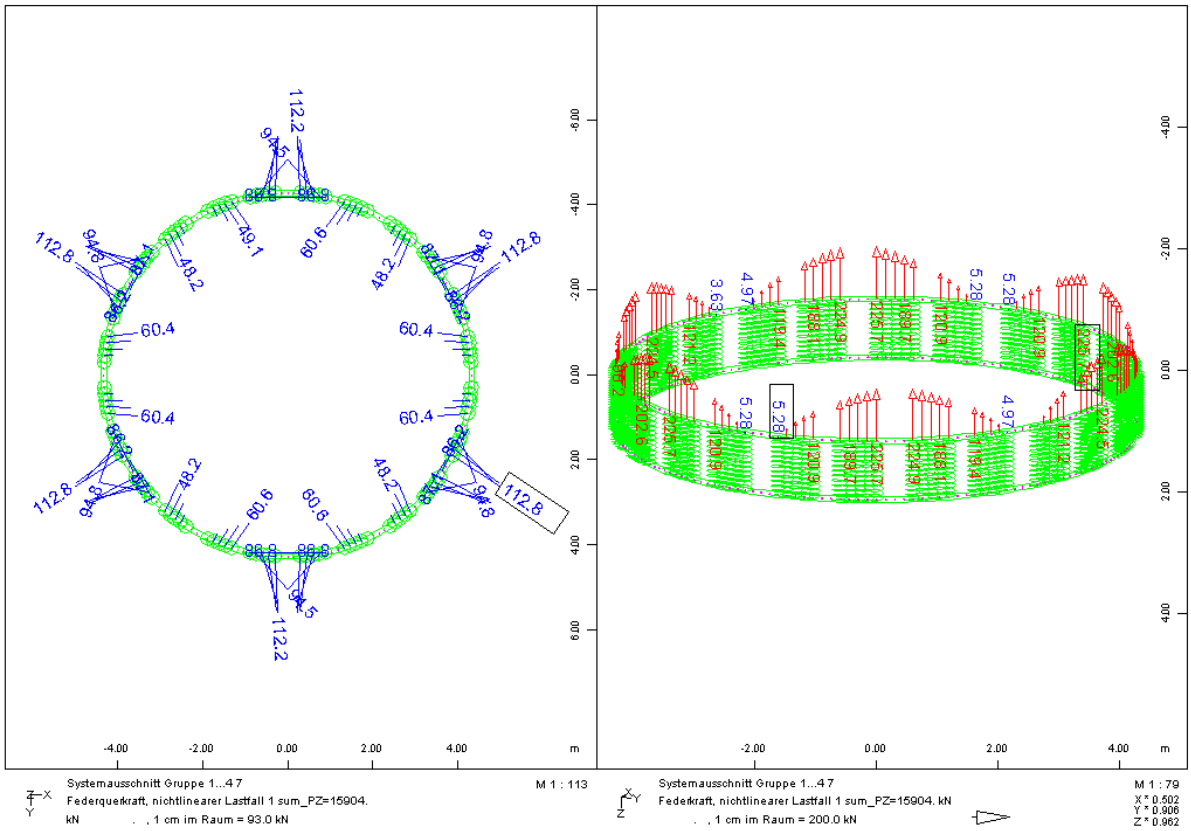


Abbildung 6.59: Feder- und Querfederkräfte infolge $\Delta t = 200^o$ C

Die tabellarische Auswertung , dargestellt in Abbildung 6.60, samt zugehöriger graphischer Auswertung in Abbildung 6.61 zeigt die Entwicklung der Schnittkräfte bei Variation des linearen Temperaturgradienten Δt. Besonders bei der graphischen Auswertung ist zu sehen, dass das Verhalten nichtlinearer Natur ist. Die Momentenschnittkräfte bilden sich weniger stark aus, als dies zum Beispiel für einen beidseitig eingespannten Stab für selbe Temperaturbelastung zu erwarten wäre. Der Effekt lässt sich durch die zunehmenden Verformungen an Stelle der Längsfugen erklären.

Entwicklung der Zwangsschnittgrößen

Randbedingungen: NICHT-LINEARE BERECHNUNG (Federkräfte)

Analyse der Zwangschnittgrößen für den Lasfall:
- Temperautrgefälle dT

Die Temperaturbelastung dT wird dabei über den gesamten Tunnelquerschnitt angesetzt.

DT	M_el_dT	N_dT Ring1	M_dT Ring1	N_dT Ring2	M_dT Ring2
	M= dT*EI*α_T / h Moment aus Temperaturgefälle dT nach E-Theorie	Ergebnisse der nicht-linearen EDV-Berechnung bei Ansatz dT (Stelle: max N_dT)	Ergebnisse der nicht-linearen EDV-Berechnung bei Ansatz dT (Stelle: max M_dT)	Ergebnisse der nicht-linearen EDV-Berechnung bei Ansatz dT (Stelle: max N_dT)	Ergebnisse der nicht-linearen EDV-Berechnung bei Ansatz dT (Stelle: max M_dT)
[°C]	M_el_dT	N_dT Ring1	M_dT Ring1	N_dT Ring2	M_dT Ring2
50	222	-103.1	211.8	-56.9	212.2
100	444	-230.8	419.4	-179.4	419.2
200	888	-555.5	496.5	113.1	497.1
300	1332	-856.7	556.6	304.2	559.1
400	1776	-1050	601.7	409.9	604.3
500	2220	-1204	637.7	478.5	640.3
600	2664	-1350	673	538.1	675.8

N-Kräfte jeweils als max. Druckkräfte bzw. minimale Zugkräfte

Abbildung 6.60: Zwangsschnittgrößen infolge Δt

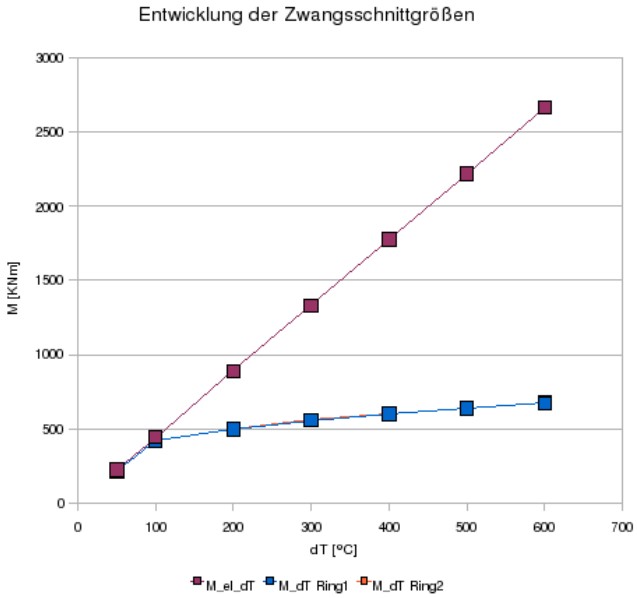


Abbildung 6.61: Zwangsschnittgrößen infolge Δt

Im Rahmen einer weiteren Auswertung wurde diesmal eine gleichmäßige Erwärmung T_m als Temperatureinwirkung auf den Ring angesetzt, wiederum ohne Kombination mit äußeren Lasten oder Eigengewicht. Schnittgrößen und Federkräfte sind exemplarisch für $T_m = 100^o$ C in den Abbildungen 6.62 bis 6.63 dargestellt.

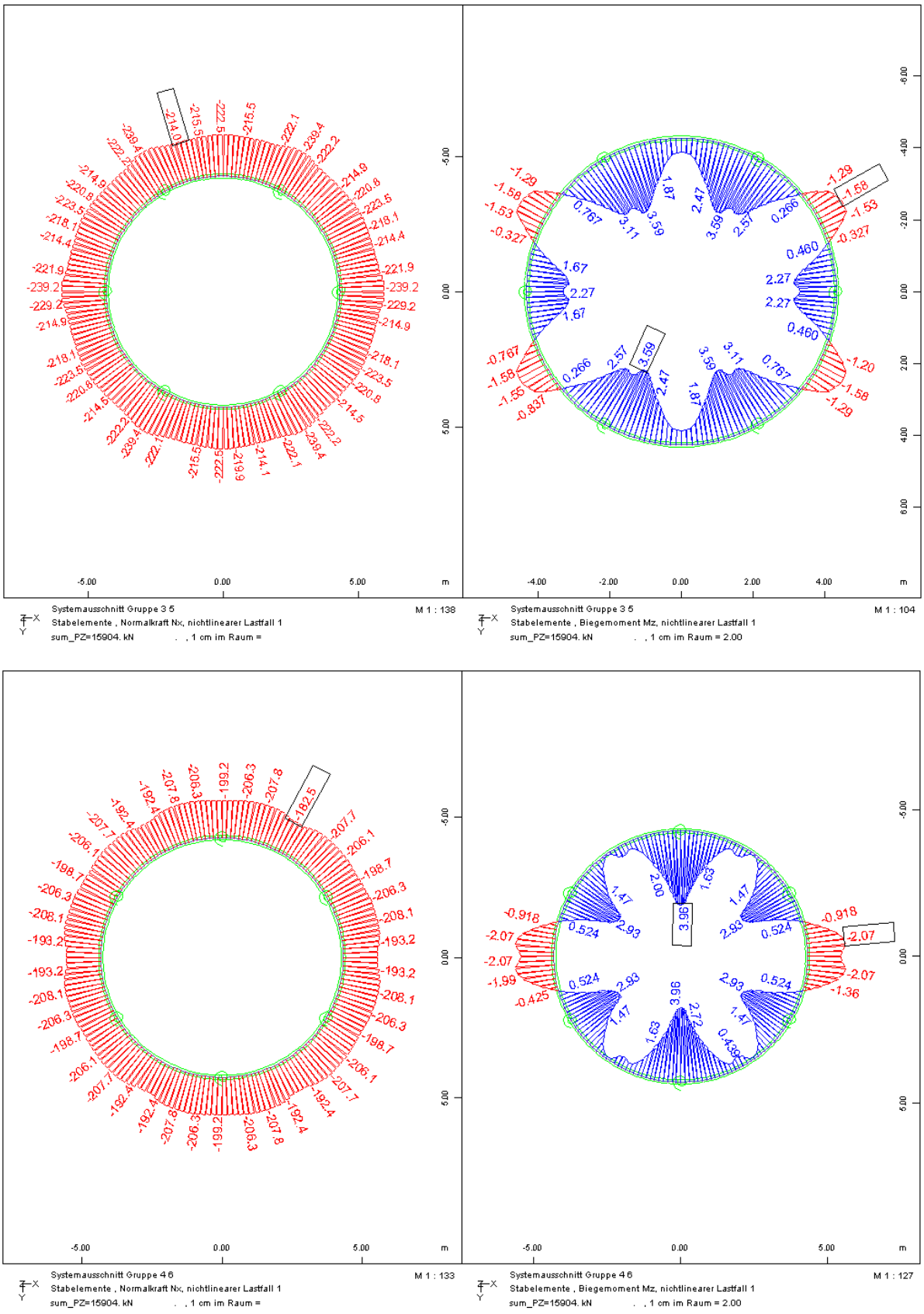


Abbildung 6.62: Zwangsschnittgrößen Ring 1 und 2 infolge $T_m = 100^o$ C

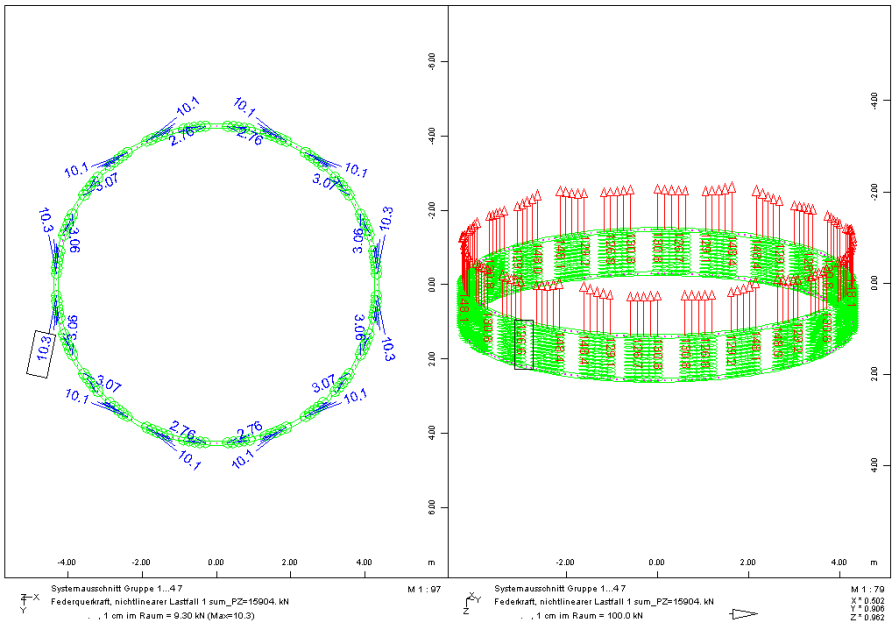


Abbildung 6.63: Federkräfte infolge $T_m = 100^o$ C

Die Federkräfte und damit Federquerkräfte fallen weitaus geringer aus. Vor allem der Verlauf der Federkräfte über den Umfang ist gleichmäßiger. Die Momentenschnittgrößen sind gering, es bildet sich in erster Linie eine Normalkraft im Ring aus, wie es zu erwarten war.

In Abbildung 6.64 ist eine graphische Auswertung für beide Ringe bezüglich der Entwicklung der Drucknormalkräfte (Primärachse) und Momentenschnittgrößen bei Steigerung der gleichmäßigen Temperaturbelastung von $T_m = 25$ bis $T_m = 200^o$ C dargestellt.

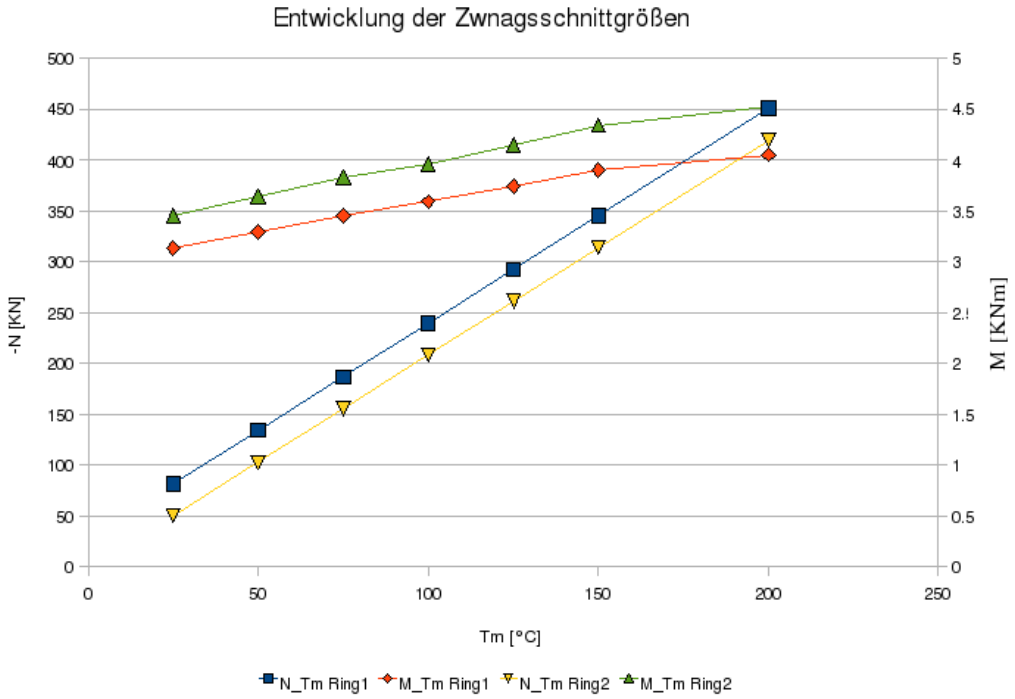


Abbildung 6.64: graph. Auswertung der Momente und Normalkräfte infolge T_m

Die Drucknormalkräfte in beiden Ringen unterscheiden sich, wachsen allerdings mehr oder weniger linear an. Mit zunehmenden Normalkräften nehmen auch die maximalen Momente im System zu.

Die folgende Abbildung 6.65 zeigt den Verlauf der Momente und Normalkräfte für einen kombinierten Ansatz von Δt und T_m. Dabei wurde ein linearer Gradient von $\Delta t = 300^o$ C angesetzt, die gleichmäßige Erwärmung wurde variiert bis zu 200^o C. Der Ring 2 zeigt Zugnormalkräfte, wohingegen der erste Ring Druckkräfte erfährt. Allgemein fallen die Normalkräfte in beiden Ringen bei Erhöhung der Temperaturbelastung ab. Das Moment steigt erwartungsgemäß an, da die wirkende Drucknormalkraft bzw. der Rückgang der Zugkräfte das System versteifen werden.

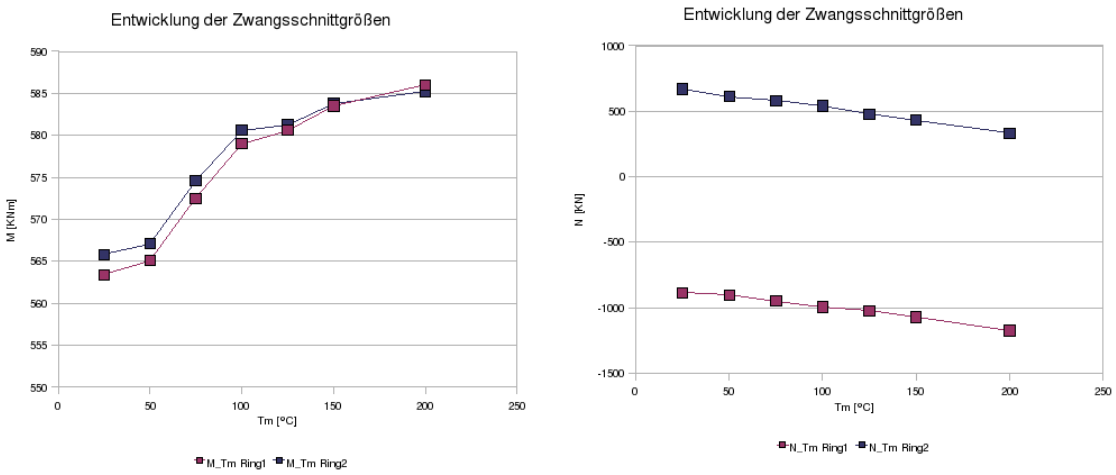


Abbildung 6.65: graph. Auswertung der Momente und Normalkräfte bei Kombination T_m und Δt

Kombination mit direkten Lasten

Nachdem bisher allein die Schnittgrößenentwicklung sowie die Entwicklung sonstiger Größen (Koppelkräfte etc.) im Falle eines alleinigen Ansatzes von Temperaturbeanspruchung betrachtet wurden, soll nun die Überlagerung mit direkten äußeren Lasten sowie Eigenlast vollzogen werden. Die Abbildungen 6.66 und 6.67 zeigen die Ergebnisse der Schnittgrößen und Federkräfte für einen linearen Gradient von $\Delta t = 150^o$ C und eine gleichmäßige Erwärmung von $T_m = 50^o$ C.

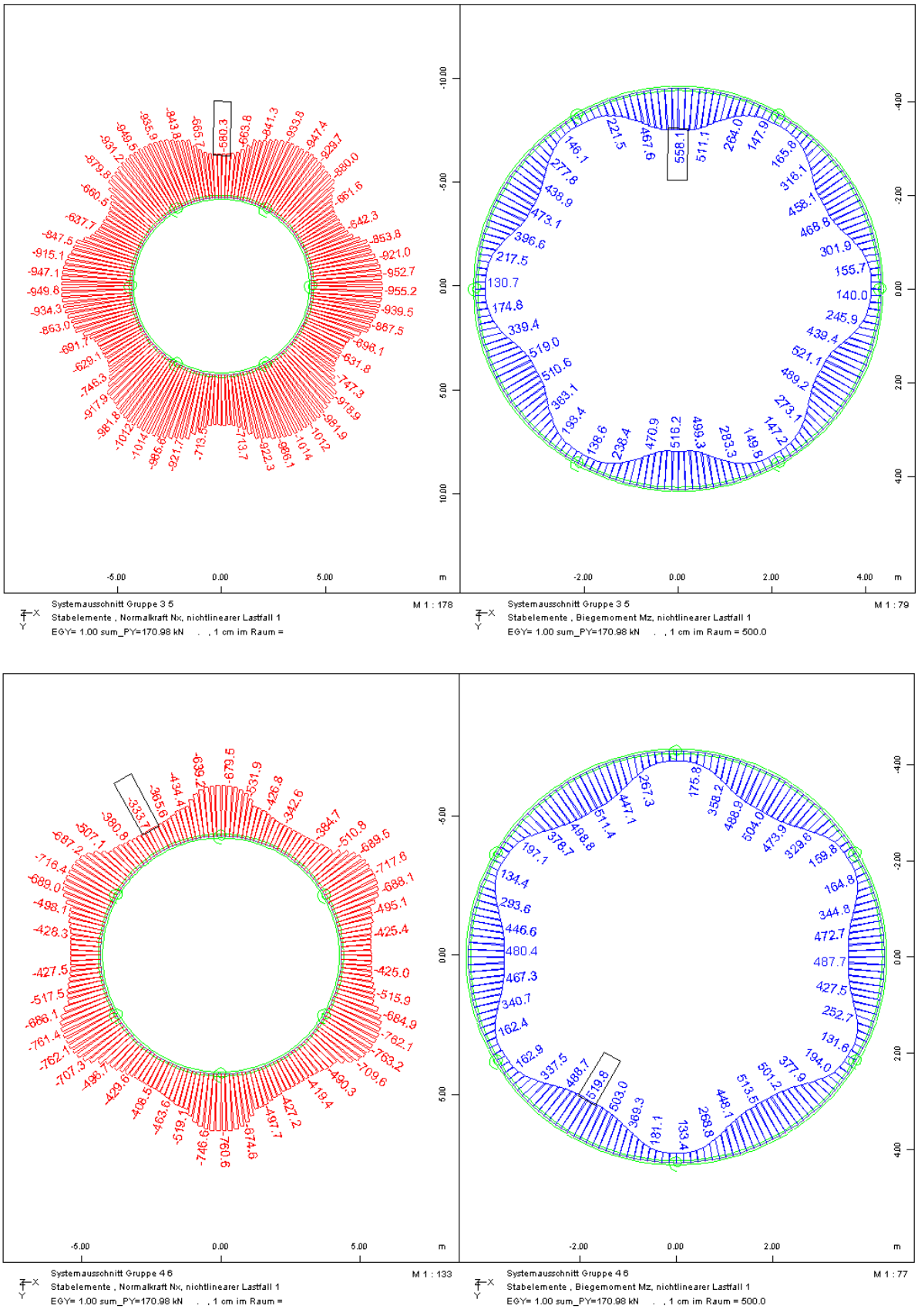


Abbildung 6.66: Schnittgrößen in Ring 1 und 2 bei Kombination T_m, Δt mit direkten Lasten

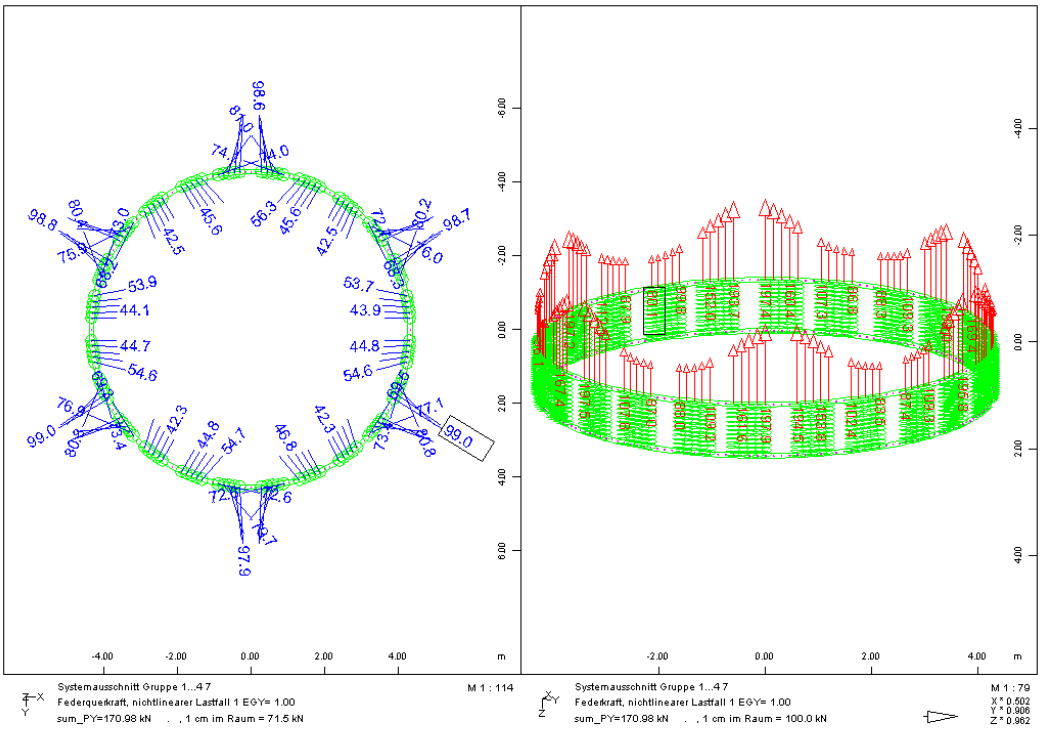


Abbildung 6.67: Längs- und Querfederkräfte bei Kombination T_m, Δt mit direkten Lasten

Verglichen mit den Schnittgrößen aus dem Lastfall 1, sprich äußere Last samt Eigenlast (charakteristisch) wie in Abbildung 6.54(Kapitel 6.4.2) dargestellt, zeigt sich, dass die Schnittkräfte fast gänzlich durch die Zwangsschnittgrößen aus indirekter Belastung dominiert werden. Für den Lastfall 1 ergaben sich:

Normalkraft Ring 1	- 675 [KN]
Moment Ring 1	123 [KNm]
Normalkraft Ring 2	-651 [KN]
Moment Ring 2	75.5 [KNm]

Dazu im Vergleich die jetzigen Schnittgrößen unter kombinierter Beanspruchung:

Normalkraft Ring 1	- 1014 [KN]
Moment Ring 1	558 [KNm]
Normalkraft Ring 2	-760 [KN]
Moment Ring 2	520 [KNm]

Vor allem aber die Verläufe verdeutlichen dies. Negative Momentenschnittgrößen kommen im System nicht mehr vor. Auch die Analyse der Schnittgrößen bei Variation der Temperaturbelastung zeigt diesen Effekt ganz deutlich. Im ersten Fall wurde neben der direkten äußeren Last und Eigenlast lediglich ein linearer Gradient aufgebracht und variiert. Abbildunge 6.69 zeigt

graphisch die Entwicklung der Momentenschnittgrößen. Abbildung 6.68 zeigt eine tabellarische Auswertung.

Entwicklung der Zwangsschnittgrößen

Randbedingungen: NICHT-LINEARE BERECHNUNG (Federkräfte)

Analyse der Zwangschnittgrößen für den Lasfall:
- Temperautrgefälle dT
- äußere Lasten
- Eigengewicht

Die Temperaturbelastung dT wird dabei über den gesamten Tunnelquerschnitt angesetzt.

DT	M_el_dT	N_dT Ring1	M_dT Ring1	N_dT Ring2	M_dT Ring2
	M= dT*EI*α_T / h Moment aus Temperaturgefälle dT nach E-Theorie	Ergebnisse der nicht-linearen EDV-Berechnung bei Ansatz dT + äußere Lasten (Stelle: max N_dT)	Ergebnisse der nicht-linearen EDV-Berechnung bei Ansatz dT + äußere Lasten (Stelle: max M_dT)	Ergebnisse der nicht-linearen EDV-Berechnung bei Ansatz dT + äußere Lasten (Stelle: max N_dT)	Ergebnisse der nicht-linearen EDV-Berechnung bei Ansatz dT + äußere Lasten (Stelle: max M_dT)
	M_el_dT	N_dT Ring1	M_dT Ring1	N_dT Ring2	M_dT Ring2
50	222	-770.3	354.7	-732.3	261.2
100	444	-892.2	558.9	-847.8	454.1
200	888	-1198	586.2	-521.6	512.3
300	1332	-1474	603.6	-317.2	560.7
400	1776	-1668	629.8	-199.6	603.4
500	2220	-1824	669.4	-125.7	639.1
600	2664	-1947	701.3	-82.5	675.5

Abbildung 6.68: Entwicklung der Schnittkräfte bei Kombination von Δt mit direkten Lasten

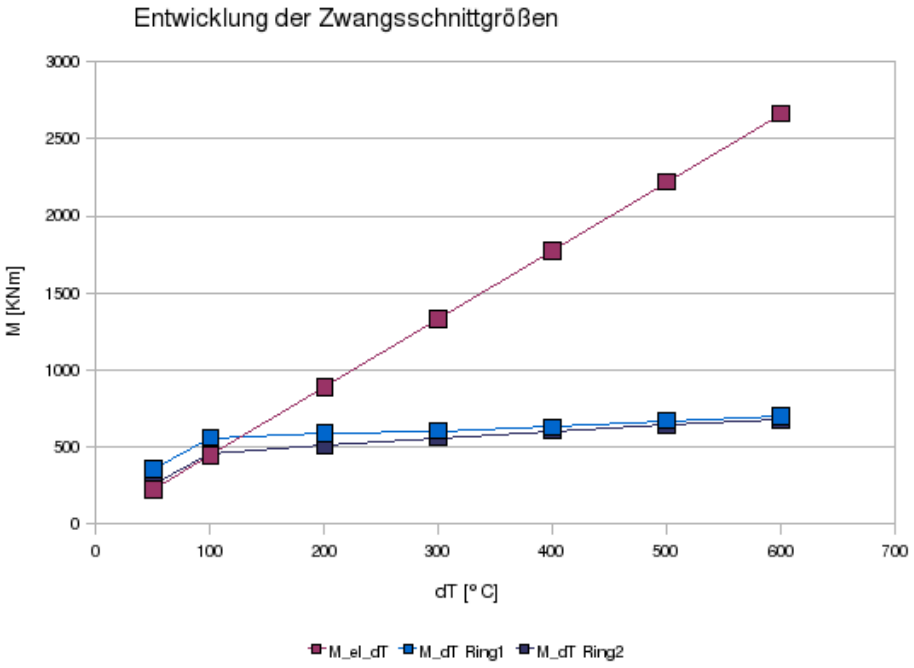


Abbildung 6.69: graph. Auswertung der Schnittkräfte bei Kombination von Δt mit direkten Lasten

Für einen linearen Gradient von beispielsweise $\Delta t = 200^o$ C ergeben sich Schnittgrößen von:

M Ring1 o. direkte Last	M Ring1 mit direkter Last	M Ring2 o. direkte Last	M Ring2 mit direkter Last
586.2 [KNm]	555.5 [KNm]	512.3 [KNm]	497.1 [KNm]

Die Momentenschnittkräfte liegen bei kombinierter Beanspruchung um rund 4 bis 18 Prozent über denen bei reiner Temperaturbeanspruchung. Anders verhält es sich mit den Normalkräften. Zugkräfte im System etwa, wie bei Ansatz reiner Temperaturbeanspruchung aufgetreten waren, werden durch äußere Last und Eigengewicht überdrückt.

In einer weiteren Analyse wurde zusätzlich eine gleichmäßige Temperaturänderung von $T_m = 100^o$ C aufgebracht. Die folgenden Abbildungen 6.70 und 6.70 zeigen die Schnittgrößenentwicklungen bei Variation des Gradienten Δt.

Entwicklung der Zwangsschnittgrößen

Randbedingungen: NICHT-LINEARE BERECHNUNG (Federkräfte)

Analyse der Zwangschnittgrößen für den Lasfall:
- Temperautrgefälle dT
- gleichmäßige erwämrung konstant Tm=100
- äußere Lasten
- Eigengewicht

Die Temperaturbelastung dT wird dabei über den gesamten Tunnelquerschnitt angesetzt.

DT	M_el_dT	N_dT Ring1	M_dT Ring1	N_dT Ring2	M_dT Ring2
	M= dT*EI*α_T / h Moment aus Temperaturgefälle dT nach E-Theorie	Ergebnisse der nicht-linearen EDV-Berechnung bei Ansatz dT + äußere Lasten (Stelle: max N_dT)	Ergebnisse der nicht-linearen EDV-Berechnung bei Ansatz dT + äußere Lasten (Stelle: max M_dT)	Ergebnisse der nicht-linearen EDV-Berechnung bei Ansatz dT + äußere Lasten (Stelle: max N_dT)	Ergebnisse der nicht-linearen EDV-Berechnung bei Ansatz dT + äußere Lasten (Stelle: max M_dT)
	M_el_dT	N_dT Ring1	M_dT Ring1	N_dT Ring2	M_dT Ring2
50	222	-917.3	277.9	-879.1	241.1
100	444	-1038	481.3	-992.6	442.2
200	888	-1315	559.5	-680.2	527.5
300	1332	-1608	607.6	-458.9	582.6
400	1776	-1808	649.6	-337	631.2
500	2220	-1982	696.5	-246.2	674.8
600	2664	-2086	724.5	-211.4	700

Abbildung 6.70: Entwicklung der Schnittkräfte bei Kombination T_m, Δt mit äußeren Lasten

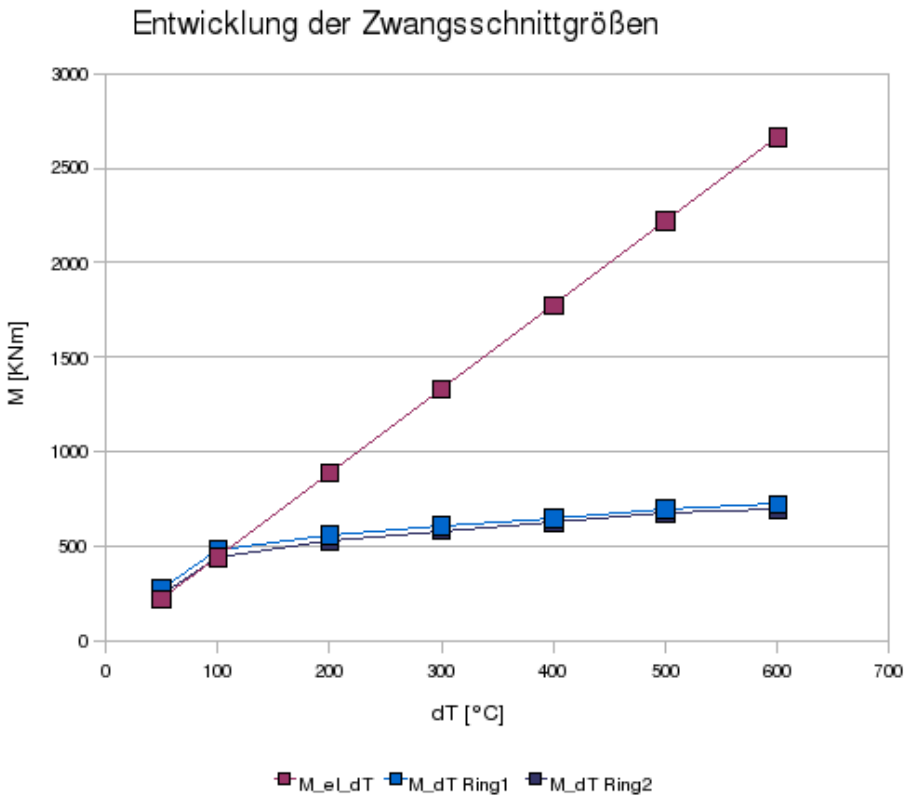


Abbildung 6.71: graph. Auswertung der Schnittkräfte bei Kombination von T_m, Δt mit äußeren Lasten

Die Momentenschnittgrößen fallen nicht wesentlich anders aus. Im Ring 1 steigt die Druckknormalkraft um knapp 10 Prozent, im Ring 2 immerhin um 30 Prozent. Man kann also sagen, dass bei Ansatz einer Temperaturbelastung über den gesamten Ringquerschnitt die Schnittgrößen in erster Linie durch den Temperaturlastfall dominiert werden. Die Momente und Normalkräfte können sehr hohe Werte annehmen, die mit Hinblick auf eine Bemessung kritisch zu betrachten sind. Eine wirtschaftliche Bemessung des Querschnitts scheint mit Schnittgrößen dieser Größenordnung nicht möglich zu sein.

6.4.4 Teilweise Beaufschlagung durch Temperatur

Entsprechend der in Kapitel 5.3.1 beschriebenen Vereinfachung, wird dem System nur auf der brandzugewandten Seite eine Temperatureinwirkung aufgezwungen. Abbildung 6.72 zeigt das entsprechende Lastbild. Entsprechend den tatsächlichen Verhältnissen mit einer Höhe des Sohlbanketts von rund 2.63 m über dem unteren Kreispunkt wurde die Temperaturbelastung gemäß Abbildung 6.72 angesetzt.

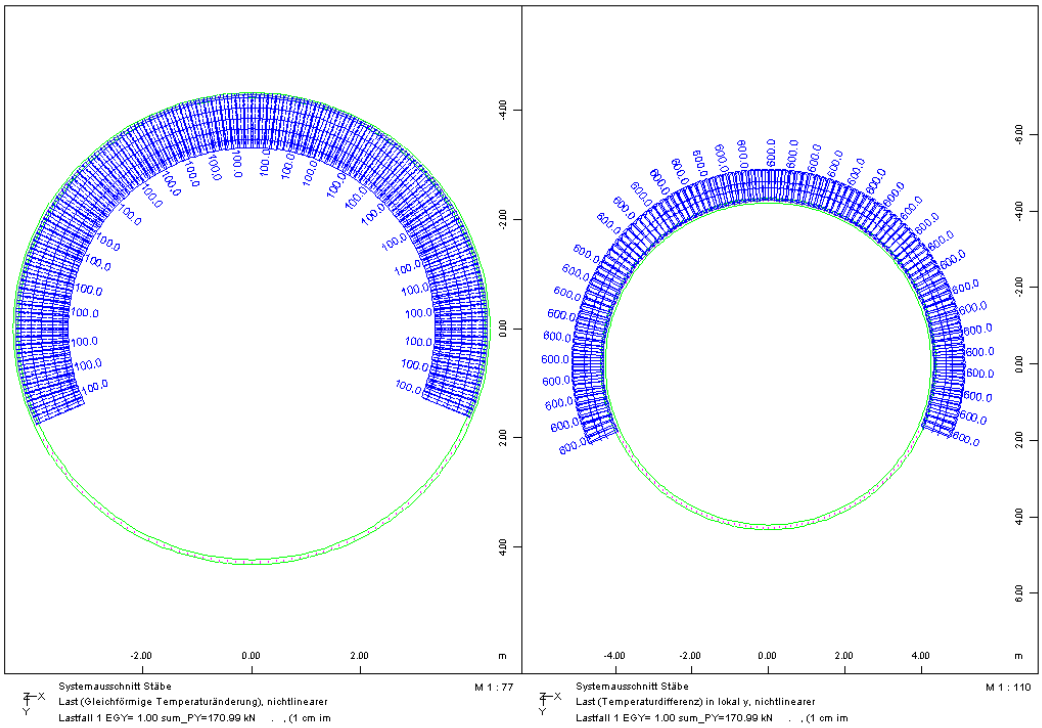


Abbildung 6.72: Temperaturbeanspruchung bei teilweiser Beaufschlagung

Analog zur obigen Vorgehensweise soll zuerst eine reine Temperaturbelastung aufgebracht werden, ohne Wirkung von Eigenlasten und direkten äußeren Lasten. Die Abbildung 6.73 zeigt die Schnittgrößenverläufe der Normalkraft und Biegemomente für beide Ringe infolge eines linearen Gradienten von $\Delta t = 200^o$ C.

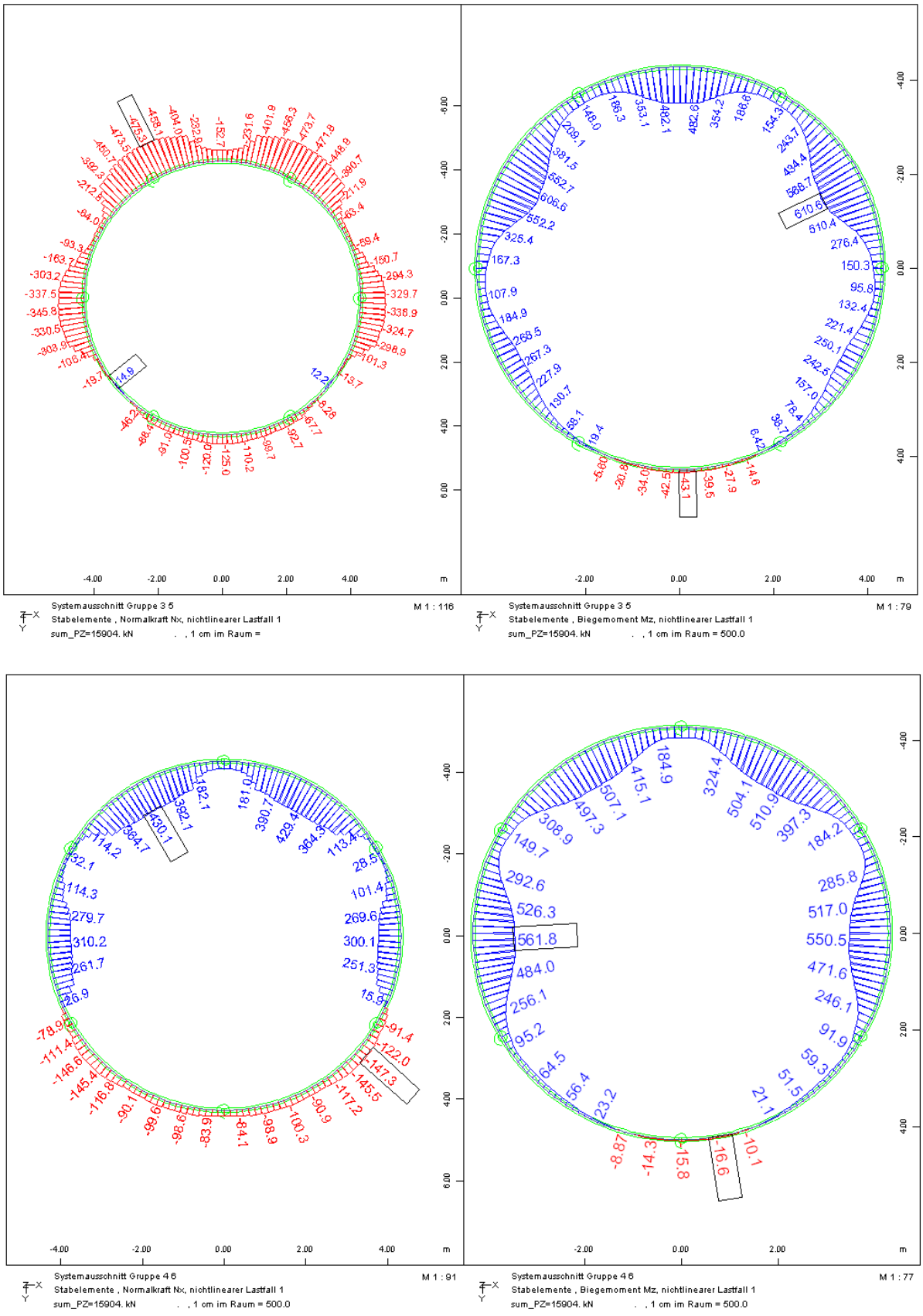


Abbildung 6.73: Schnittgrößen im Ring 1 und 2 bei teilweiser Beaufschlagung durch $\Delta t = 200^o$ C

Die Verläufe zeigen sehr schön, wie sich fast ausschließlich im temperaturbelasteten oberen Bereichs des Tunnels ein Schnittkraftverlauf ähnlich dem bei Beaufschlagung des vollen Umfangs einstellt. Auch zahlenmäßig liegen die beiden Fälle nur gering auseinander. Die folgende Abbildung 6.74 zeigt eine graphische Auswertung der Momentenschnittgrößen bei Variation des linearen Gradienten Δt. Vergleichend sind die Schnittgrößen bei Ansatz der Temperatur über den vollen Umfang ("Voll") in den Graphen mitaufgenommen worden. Es ist zu erkennen, dass die Schnittgrößen bei teilweiser Belastung sogar über denen bei Ansatz über den gesamten Querschnitt liegen.

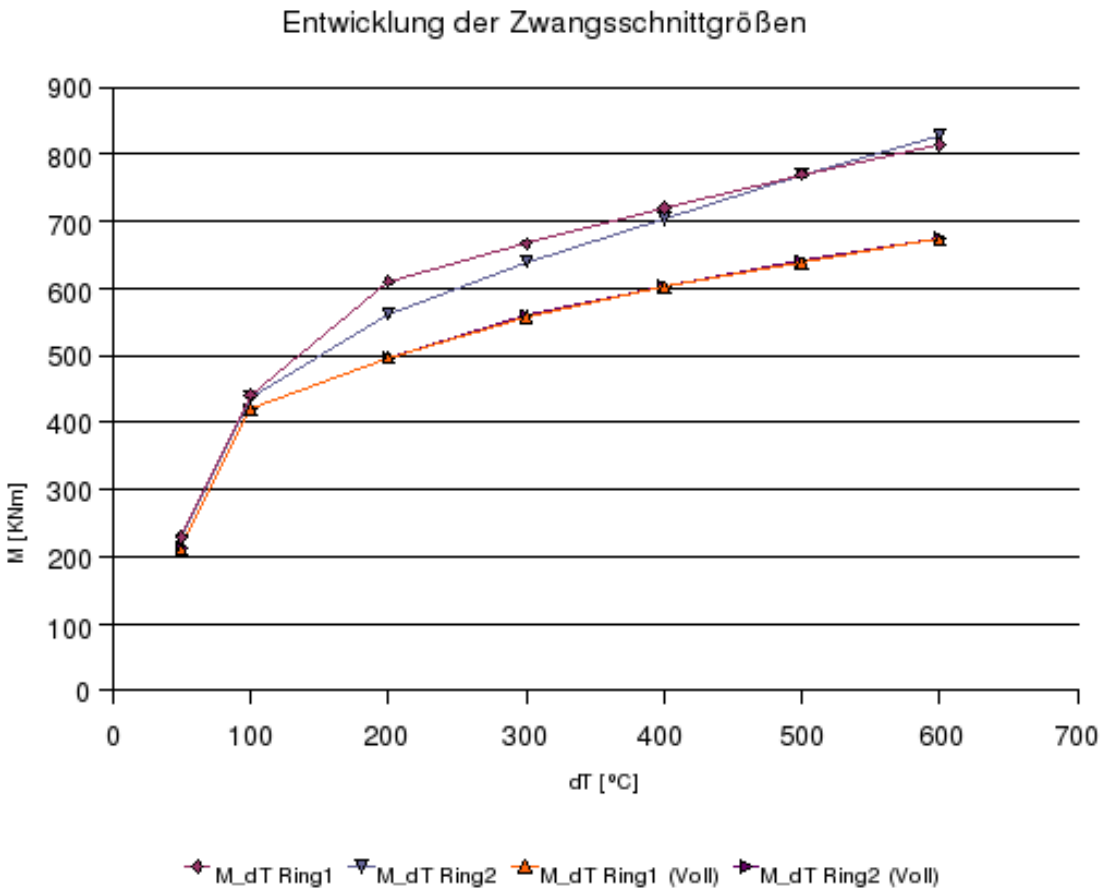


Abbildung 6.74: Schnittgrößenentwicklung bei teilweiser Beaufschlagung durch Δt

Das infolge nur teilweiser Temperaturbeaufschlagung keine merkliche Abminderung der Schnittgrößen einhergeht, kann auch anhand der Ausführungen in Kapitel 6.3.4 für den beidseitig eingespannten und gebetteten Balken nachvollzogen werden. Die Drehfedersteifigkeiten an der Einspannstelle, die durch Janßen beschrieben werden, bewirken eine minimal mögliche Momentenbeanspruchung falls die Bettung gegen Null geht. Kommt eine elastische Bettung bzw. Querfederwirkung hinzu, beeinflusst dies maßgeblich die Schnittgröße des Moments in Balkenmitte. Die Interaktion mit anderen Teilsystemen, die über die Drehfeder an den Stab gekoppelt sind, ist dann weniger maßgebend als etwa die Bettung des Stabs selber.

Etwas anders verhält es sich mit den Normalkräften infolge teilweiser Temperaturbeaufschlagung in Form gleichmäßiger Erwärmung T_m, wie in Abbildung 6.75 graphisch ausgewertet wurde. Hier ist zu sehen, dass die Schnittgrößen hinter denen bei Ansatz auf den gesamten Tunnelquerschnitt zurückbleiben. Bezogen auf die Normalkräfte wirkt sich eine teilweise Temperaturbeaufschlagung also günstig aus.

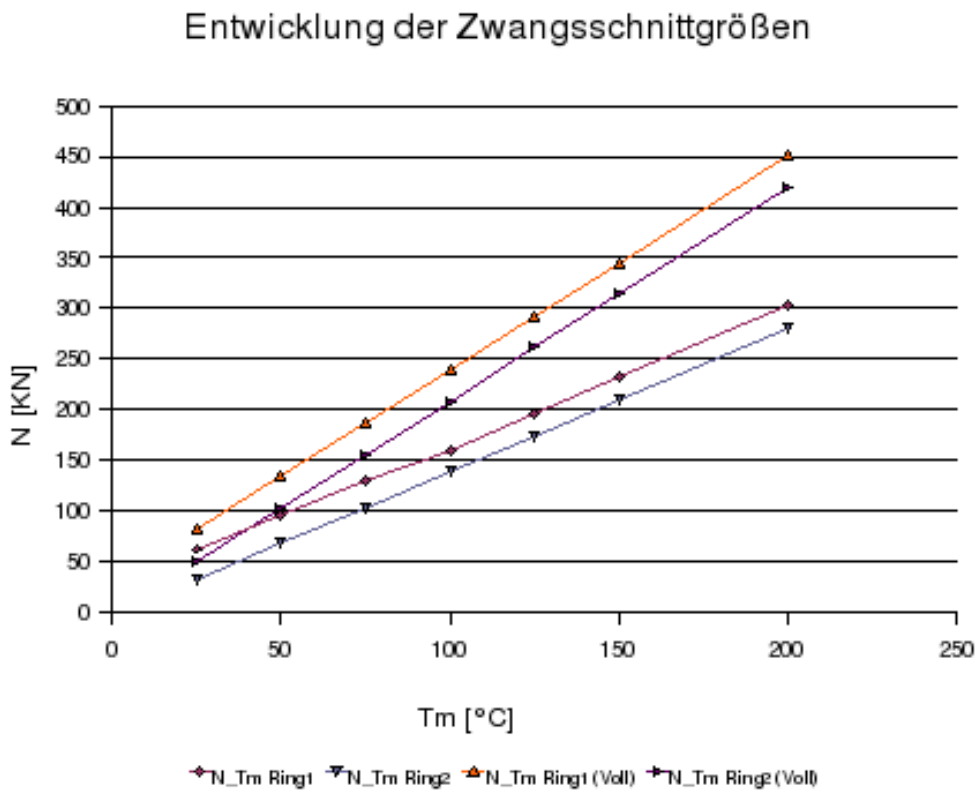


Abbildung 6.75: Schnittgrößenentwicklung bei teilweiser Beaufschlagung durch T_m

Bei zusätzlicher Kombination mit äußeren, direkten Lasten und Eigenlasten zeigt sich für die Momentenschnittgrößen eine ähnliches Bild wie bei alleinigem Ansatz von Δt. Die Schnittgrößen liegen meist sogar über denen bei Ansatz der Temperaturbelastung über den gesamten Querschnitt. Abbildung 6.76 zeigt die graphische Auswertung für den Lastfall 1 (Eigen & äußere Lasten) sowie einer gleichmäßigen Erwärmung um $T_m = 100$ und Variation des linearen Gradienten Δt. Die ermittelten Schnittgrößen der Momentenbeanspruchung sind in der Graphik denen bei Ansatz auf den vollen Umfang gegenübergestellt. Die Unterschiede liegen bei 4 bis 20 Prozent.

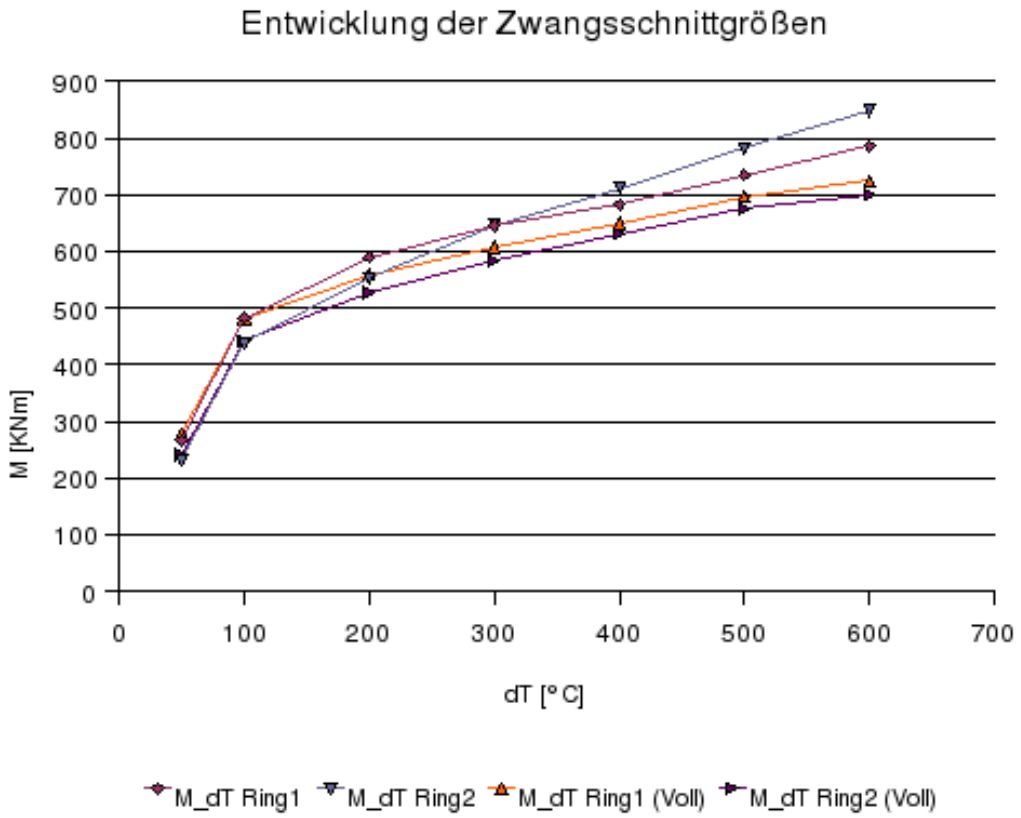


Abbildung 6.76: Schnittgrößenentwicklung bei teilweiser Beaufschlagung durch T_m, Δt in Kombination mit direkten Lasten

6.4.5 Verfeinerung des statischen Systems

Wie im vorigen Kapitel festzustellen war, ist die Momentenbeanspruchung infolge Temperaturbelastung äußerst hoch. Eine wirtschaftliche Bemessung der relativ schlanken Tübbingsegmente unter Wirkung derartig hoher Momente dürfte zu keinen wirtschaftlichen Ergebnissen führen. Die Bemessungssituation im untersuchten statischen Modell wird auch nicht günstiger, sofern nur Teile des Tragwerks mit der Temperaturbeanspruchung beaufschlagt werden. Daher soll hier zunächst auf einige Feinheiten des statischen Systems eingegangen werden. Wie in Kapitel 5.8.1 beschrieben wurde, ist das statische System gemäß EC 2 Teil 1-2 dem tatsächlichen Tragverhalten im Hochtemperaturbereich anzupassen. Daher sollen hier einige Verfeinerungen des Systems beschrieben werden, die dem Verhalten im Hochtemperaturbereich näher kommen sollen.

Anpassung des Reibbeiwertes

Ein entscheidender Schritt bei der Heißbemessung besteht darin, die Steifigkeit des Systems richtig einzuschätzen. Wird die Steifigkeit unterschätzt, liegen die Berechnungsergebnisse aller Voraussicht nach auf der unsicheren Seite, zumindest sofern es sich um hohe indirekte Lasten handelt. Eine Überschätzung der Tragfähigkeit wiederum bewirkt, dass die Bemessung nicht wirtschaftlich durchgeführt werden kann.

Im beschriebenen statischen Modell ist hierbei vor allem die Ringkopplung zu untersuchen, die maßgeblichen Einfluss auf die Steifigkeit des Systems hat. Bei den Längsfugen hingegen wird davon ausgegangen, dass sich das Verhalten bezüglich Moment-Verdrehungs-Beziehung ähnlich dem im Normalzustand einstellt. Die Änderung der Steifigkeit infolge Temperatur des Betons fließt bei der Ermittlung des äquivalenten Gradienten bereits mit ein und wird daher nicht noch einmal bei der Momenten-Verdrehungs-Beziehung berücksichtigt. Inwieweit dies mit den tatsächlichen Verhältnissen übereinstimmt, wäre im Zuge weiterer Untersuchungen verbunden mit Versuchen zu ermitteln. Dabei wäre sicher auch zu untersuchen, inwieweit plastische Verformungen in diesem Lastbereich eine Rolle spielen.

Die Ringfuge koppelt abhängig der in Längsrichtung wirkenden Normalkraft die Verformungen der beiden Ringe gemäß dem Reibgesetz. Der Reibbeiwert wurde bisher zu $\mu = 0.5$ angenommen.

Abbildung 6.77 zeigt für den Lastfall 1 (Eigenlast und äußere Last) in Kombination mit einer Temperaturbelastung von $\Delta t = 200^o$ C den Verlauf der Querkräfte der Koppelfedern.

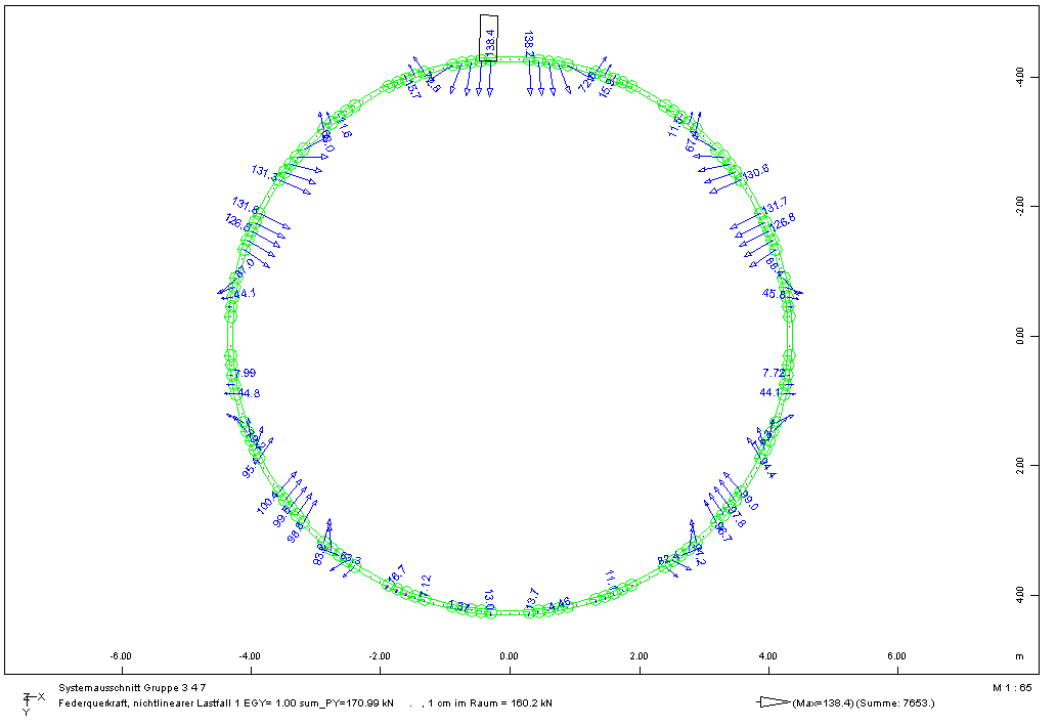


Abbildung 6.77: Querfederkräfte der Koppelfedern aus LF1 in Kombination mit $\Delta t = 200^o$ C

Die maximale Federquerkraft ermittelt sich gemäß des Reibegesetztes aus der wirkenden Normalkraft zu:

$$F_q = F_p * \mu \tag{6.24}$$

Die Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen (STUVA) hat Studien zur Querkraftübertragung von Beton-Hartfaserplatte über die Ringfuge im Rahmen von Reibversuchen angestellt. Die Ergebnisse können unter http://www.stuvatec.de/reibungsversuche eingesehen werden. Dem-

nach liegen die mittleren Werte des Reibbeiwerts zwischen Beton und Hartfaserplatte bei $\mu = 0.25 - 0.29$. Abbildung 6.78 zeigt den Versuchsaufbau. Alle weiteren Berechnungen wurden daher mit einem empfohlenen mittleren Reibbeiwert von $\mu = 0.26$ durchgeführt.

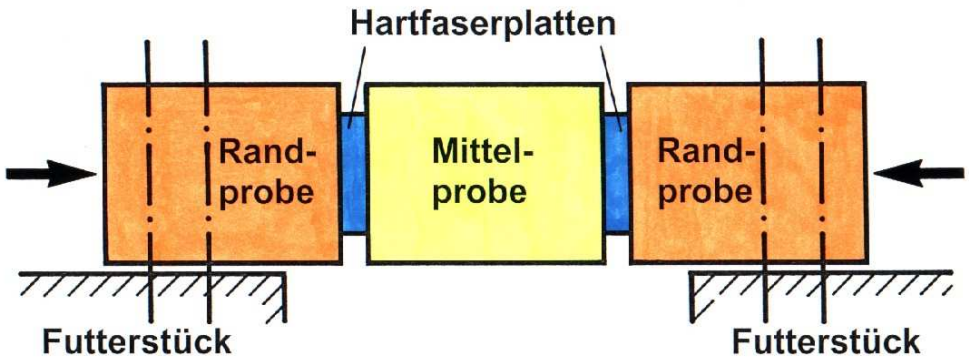


Abbildung 6.78: Reibversuch mit Hartfaserplatten

Modellierung der Ringkopplung

Das System soll bezüglich eines weiteren Gesichtspunktes angepasst werden. Betrachtet wurde dabei das Verhalten der Ringkopplung im Allgemeinen. Die wirkende Normalkraft in Tunnellängsrichtung, die dem System als Vorspannung eingeprägt wird, rührt aus dem Vorschub der TBM. Hier wurde entsprechend Kapitel 5.6.2 eine gleichmäßige Verteilung der Vorschubkraft über den Umfang des Querschnitts angesetzt. Allerdings wurde der Tatsache Rechnung getragen, dass die TBM nach unten ausweichen will und daher vor allem in der Sohle höhere Pressenkräfte auftreten. Das Verhältnis zwischen Sohlpressenkräften und den anderen Pressenkräften wurde mit 2:1 abgeschätzt. Insgesamt wurde also nur 1/3 der Vorschubkraft angesetzt, allerdings vereinfachend über den gesamten Umfang, da sprunghafte Änderungen unrealistisch sind, und vor allem der obere Tunnelquerschnitt bei nur teilweiser Lastbeanspruchung Federquerkräfte überträgt, wie in Abbildung 6.77 zu sehen ist. Die höheren Pressenkräfte in der Sohle wurden also vernachlässigt.

Die Pressenkräfte sind demnach gleichmäßig verteilt angenommen worden. Entsprechend wäre auch die Koppelkraft der Federn annähernd konstant über den Umfang.

Wirkt jedoch eine zusätzliche Temperaturbelastung in Form eines linearen Gradienten Δt ist der Verlauf der Koppelkräfte nicht mehr konstant über den Querschnitt, wie in Abbildung 6.59 zu sehen ist. An einigen Stellen nehmen die Federkräfte stark zu, an anderen Stellen gehen zu zurück und nehmen sogar positive Werte an, die natürlich über die Fuge nicht übertragen werden können.

Mit der Steigerung der Federkräfte fallen auch die Federquerkräfte gemäß dem Reibbeiwert höher aus. Sie sorgen für die Verzahnung beider Ringe und damit für die Steifigkeitserhöhung. Der Vergleich der Abbildung 6.55 für den Lastfall 1 und Abbildung 6.77 für eine zusätzliche

Temperaturbeanspruchung von $\Delta t = 200^o$ C zeigt den Anstieg der Federquerkräfte.

Daraus resultieren verstärkte Ungleichmäßigkeiten im Normalkraftverlauf und eine Erhöhung der Momentenbeanspruchung für den Querschnitt. Es ist fraglich, ob ein derartiges Anwachsen der Federkräfte realistisch ist. Das System ist als Stab modelliert. Beide Ringe verformen sich unterschiedlich. Jeweils an der Stelle der Längsfuge tritt die maximale Verformung auf. An dieser Stelle ist der Ring an einen weniger stark verformten Feldbereich des zweiten Rings gekoppelt. Es ergibt sich daher für die Stabachsen eine Relativverschiebung zwischen den beiden Ringen. Abbildung 6.79 zeigt die Verformungsfigur beider Ringe unter Wirkung äußerer Last und Temperatur-Lasten.

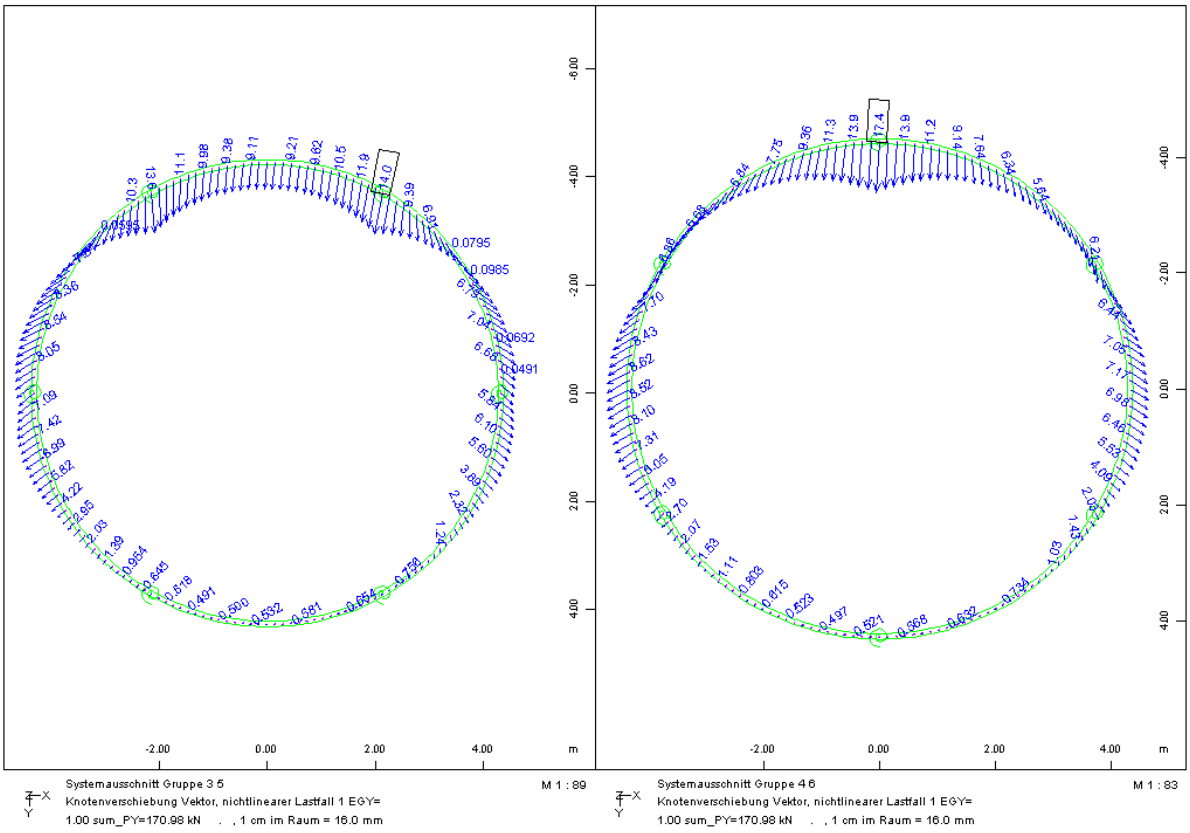


Abbildung 6.79: Verformungsfigur beider Ringe infolge direkter und indirekter Lasten

Infolge der Relativverschiebungen treten Torsionsmomente auf, und die Federkräfte wachsen deutlich an. Dabei wird allerdings vernachlässigt, dass der Ring tatsächlich keine Stabachse unendlich kleiner Abmessung ist, sondern ein endlicher Querschnitt mit einer Höhe h. Die Verschiebungen treten zwar auf, es ist jedoch davon auszugehen, dass die große Kontaktfläche auch nach Verschiebung für einen relativ ungestörten Kraftfluss sorgt. Demnach würde die Torsionsbeanspruchung weniger stark anwachsen.

Auch kann argumentiert werden, dass Hartfaserplatten in der Kontaktfuge, die ja ebenfalls unter Temperatureinwirkung stehen, einen Teil ihrer Steifigkeit verlieren. All diese Überlegungen haben zu dem Ansatz geführt, dass die Federkräfte und damit die Federquerkräfte beschränkt

werden sollen. Dazu wird jede Koppelfeder durch zwei Koppelfedern diskretisiert. Die Überlegung ist folgende: Die Hartfaserplatte verhält sich wie bisher unter Ansatz des Reibgesetztes und einem Reibbeiwert von $\mu = 0.26$. Aus baupraktischen Beobachtungen kann die Verformung infolge Vortrieb der ca. 4m dicken Hartfaserplatten wie beispielsweise in Bild 6.80 dargestellt, zu rund 1 mm angenommen werden.

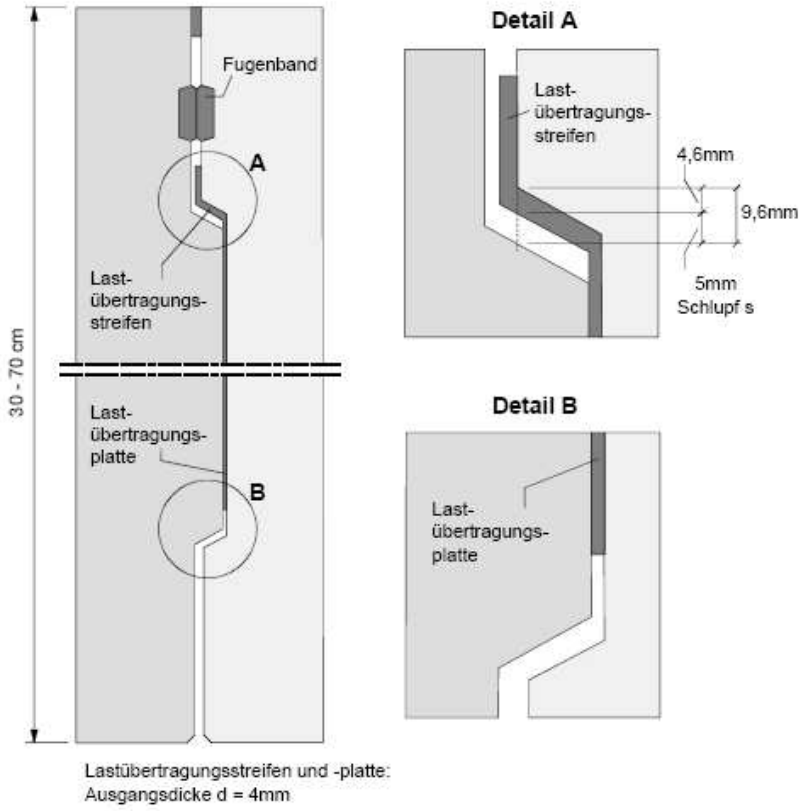


Abbildung 6.80: bauliche Ausbildung Längsfuge Quelle: [WDS$^+$00]

Daraus ergibt sich eine Federsteifigkeit von:

$$c_p = \frac{F_{Vorschub}}{s * n} = \frac{F_{Vorschub}}{n * 0.001[m]} \tag{6.25}$$

Bei einer Vorschubkraft von 15904 KN, die nur zu einem Drittel angesetzt wird, und einer Anzahl der Koppelfedern von $n = 120$ ergibt dies eine Federsteifigkeit von $c_p = 44178 KN/m$.

Alle zusätzlichen Kräfte in Tunnellängsrichtung, wie zum Beispiel infolge der Relativverschiebung werden von einer zweiten Feder aufgenommen. Sie besitzt einen Schlupf von 1 mm und ist bei Wirkung der ersten Feder unwirksam. Erst wenn die Hartfaserplatten ihre maximale Verformung erfahren haben, wirkt diese zweite viel steifere Feder. Jetzt kann davon ausgegangen werden, dass dann die Ringe mit ihrer gesamten Steifigkeit wirken. Die Steifigkeit wird um ein Vielfaches zu rund 20- bis 35-mal jener der Hartfaserplatten-Federsteifigkeit angenommen.

Diese Feder besitzt keine Querfederrichtung, da davon ausgegangen wird, dass die Hartfaser-

platte keine weiteren Querkräfte übertragen kann. Die zweite Feder ist lediglich zur Aufnahme weiterer Längskräfte da, die zur Herstellung des Gleichgewichts erforderlich ist. Der hier getroffene Ansatz ist im Rahmen weiterer Betrachtungen zu diskutieren, wie auch beim Ausblick der Arbeit in Kapitel 9 erwähnt wird.

Berechnungsergebnisse

Die Ergebnisse unter Anpassung des Modells bezüglich Reibbeiwert und Federwirkung für eine Lastkombination von LF 1 (Eigenlast und äußere Last) sowie gleichmäßiger Erwärmung $T_m = 100^o$ C und Variation des linearen Gradienten Δt sind in Abbildung 6.81 den Werten aus dem vorigen Kapitel ohne dergleichen Anpassungen vergleichend gegenüber gestellt.

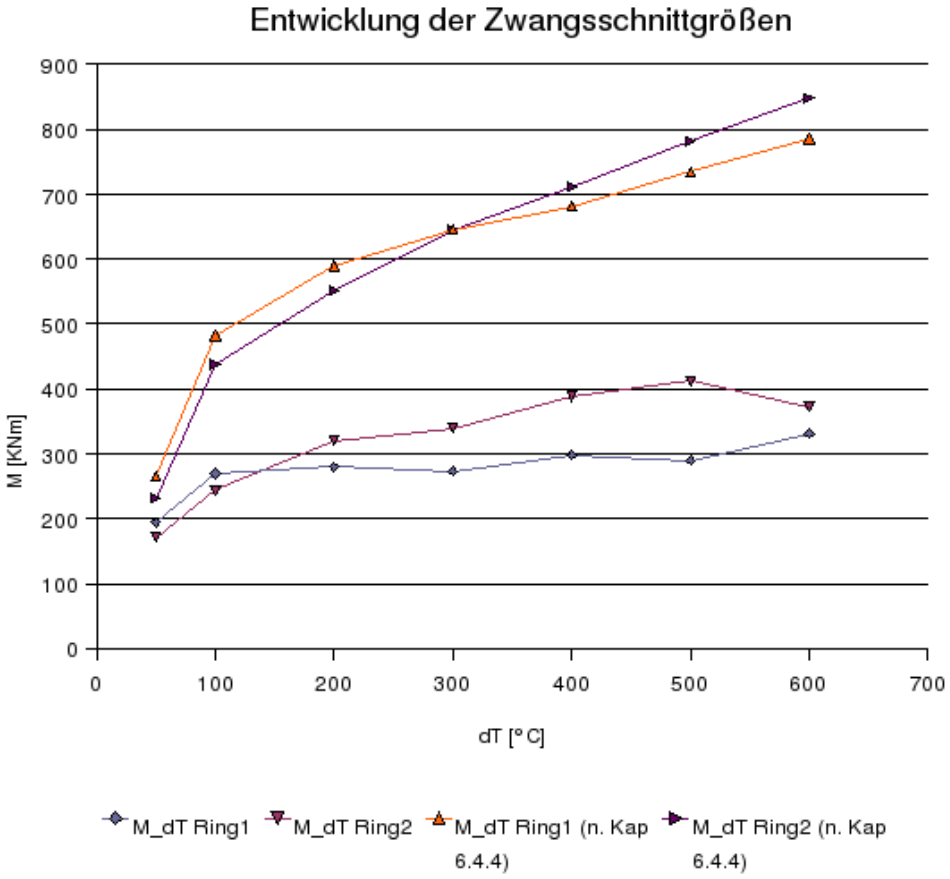


Abbildung 6.81: graph. Auswertung der Schnittgrößen infolge T_m,Δt und Last im Vergleich

Für die Momentenschnittgrößen bewirken die Anpassungen am Modell des statischen Systems eine deutliche Abnahme der Schnittgrößen. Durch die vorgenommenen Änderungen, die das wirkliche Tragverhalten besser beschreiben sollen, könnte also eine wirtschaftlichere Bemessung durchgeführt werden.

6.4.6 Nichtlineare Schnittgrößen-Berechnung

Die Ergebnisse der vorigen Kapitel zeigen auf, dass im Zuge der durchgeführten linearen Berechnungen der Schnittgrößen in Bezug auf die Materialeigenschaften hohe Schnittgrößen zu erwarten sind. Vor allem im Hinblick auf die Ergebnisse nach Kapitel 6.2.4 und 6.2.5, in denen äquivalente Temperaturprofile für EBA- und RABT-Kurven angegeben sind, wird deutlich dass der Lastfall Brand wohl zum maßgeblichen Bemessungsfall werden würde. Die Linearität der Schnittgrößenermittlung bezieht sich dabei auf die Werkstoff-Definitionen. Nichtlineare Effekte durch Ausfall von Zugfeder der Bettung und bei der Momenten-Verdrehungs-Beziehung der Längsfuge wurden in den Berechnungen wohl berücksichtigt, allerdings nicht die Steifigkeitsänderungen des Werkstoffes infolge des Übergangs in den Zustand II.

Für eine EBA-Kurve als einwirkende Temperatur-Zeit-Kurve auf der brandzugewandten Tunnelseite wären beispielsweise für eine Schalendicke von 40 cm folgende Werte für das lineare Temperaturprofil anzusetzen.

Lastfall maximale Dehnung:

gleichmäßige Erwärmung	T_m	68.99^o C
linearer Gradient	Δt	213.74^o C

Lastfall maximale Krümmung:

gleichmäßige Erwärmung	T_m	67.86^o C
linearer Gradient	Δt	217.27^o C

Daraus ergeben sich folgende Schnittgrößen gemäß der Berechnung am statischen Modell aus 6.4.4

Lastfall maximale Krümmung:

Ring 1		
	Moment [KNm]	223.9
	N-Kraft [KN]	-675
Ring 2		
	Moment [KNm]	296.2
	N-Kraft [KN]	-637.4

Lastfall maximale Dehnung:

Ring 1		
	Moment [KNm]	224.3
	N-Kraft [KN]	-671
Ring 2		
	Moment [KNm]	296.1
	N-Kraft [KN]	-633.8

Die Unterschiede der beiden Lastfälle maximaler Dehnung und Krümmung sind vernachlässigbar. Eine Bemessung des Querschnitts kann anhand der Interaktionsdiagramme nach DIN 1045-1 erfolgen. Ergebnis der Bemessung ist eine erforderliche Bewehrung im Ring 1 von $A_{s1} = A_{s2} =$

$7.85cm^2$ und im Ring 2 von $A_{s1} = A_{s2} = 11.31cm^2$. Alle Teilsicherheitsbeiwerte wurden hierbei zu Null gesetzt, da an dieser Stelle die Betrachtung auf Basis der charakteristischen Werte erfolgen soll.

Für den Lastfall der maximalen Krümmung sind die Schnittgrößen N-Kraft, Moment, Querkraft und Torsion beider Ringe in der Abbildung 6.82 dargestellt.

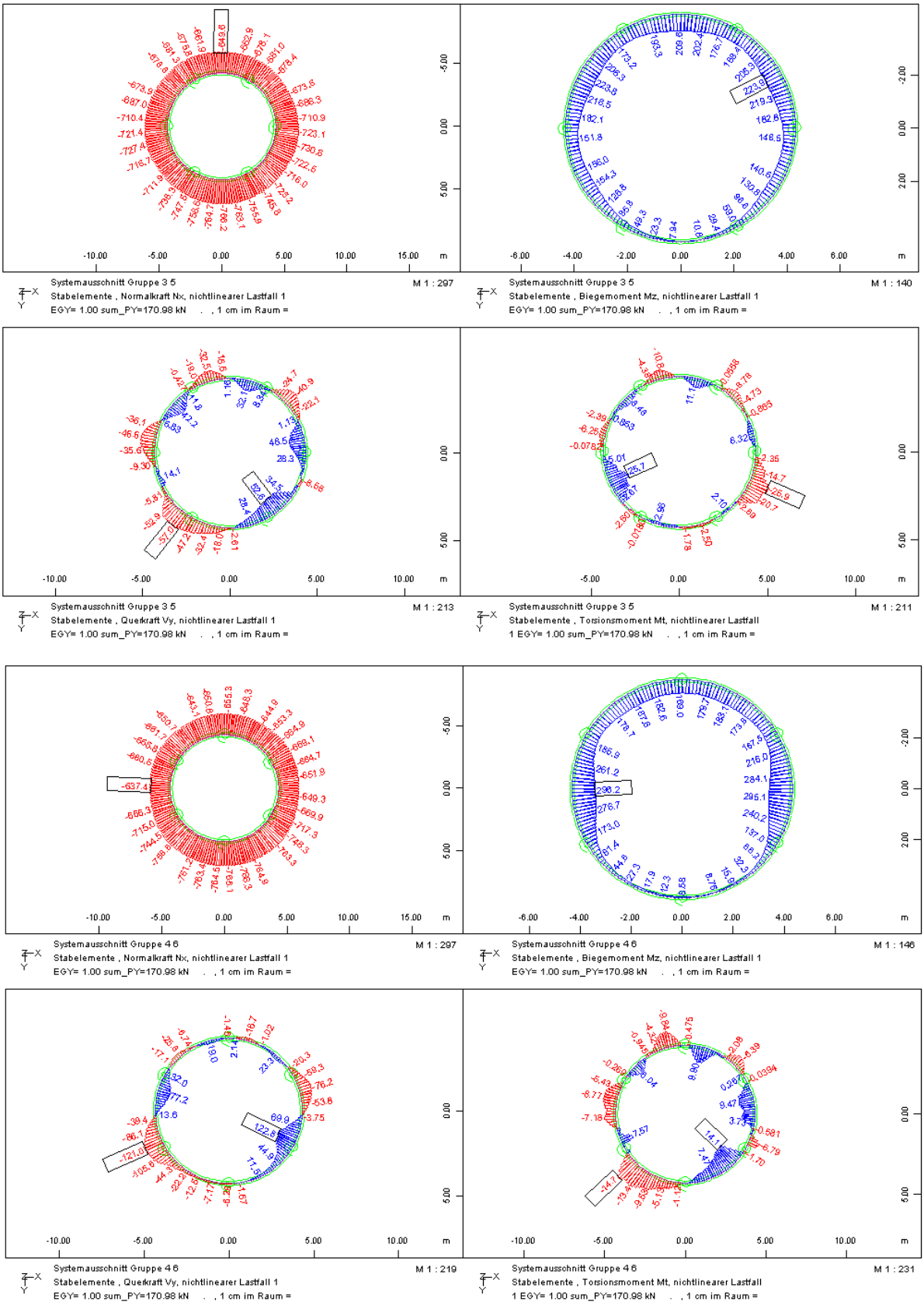


Abbildung 6.82: Schnittgrößen der Ringe 1 und 2 für den Lastfall der max. Krümmung

Anschließend soll nun eine nichtlineare Berechnung der Schnittgrößen in Anlehnung an DIN 1045-1 erfolgen. Dieses Verfahren wurde in Abschnitt 5.8.4 vorgestellt. Da auch hier auf Grundlage charakteristischer Werte gerechnet werden soll, werden die charakteristischen Mittelwerte der Materialfestigkeiten angesetzt, wie auch charakteristische Lasten angesetzt werden.

In der Programmsoftware von Sofistik kann eine nichtlineare Berechnung mit angepassten Materialsteifigkeiten über den Satz "Dehn" [SOF] angefordert werden. Dazu ist allerdings zunächst eine Bewehrung vorzugeben, die hier als Linienbewehrung $A_s = 11.31\ cm^2$ für beide Ringe angenommen wurde. Dies entspricht einer Stabbewehrung mit Stäben ∅ 12 - 10.

In der Abbildung 6.83 sind die Schnittgrößen der nichtlinearen Berechnung dargestellt.

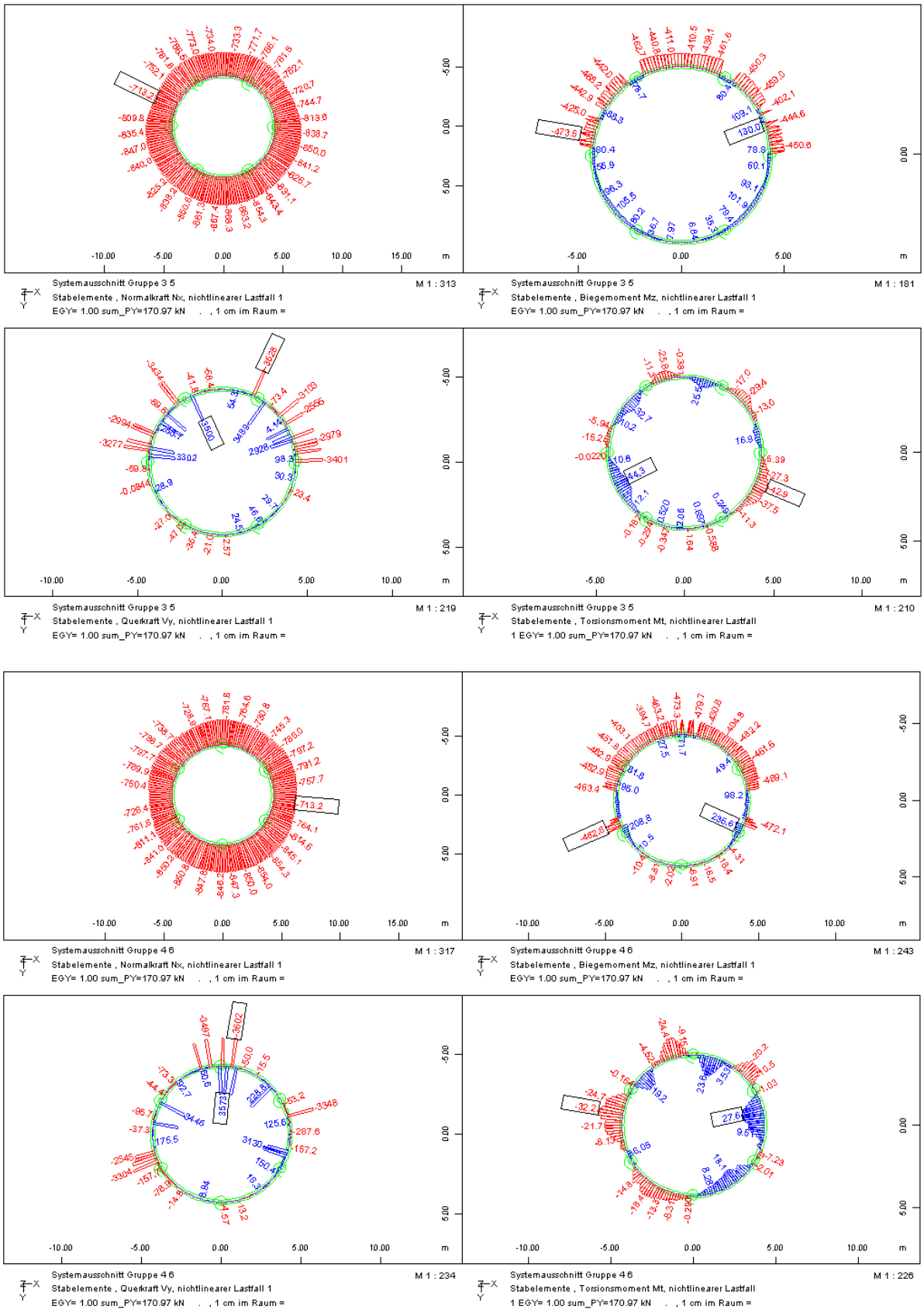


Abbildung 6.83: Schnittgrößen der Ringe 1 und 2 nach nichtlinearer Berechnung

Es sind deutliche Sprünge im Momentenverlauf zu erkennen. Die absoluten Größen liegen weit hinter denen der vorigen Berechnung zurück. Ein Blick auf die Steifigkeiten wie in Abbildung 6.84 dargestellt, verdeutlicht, dass infolge der Rissbildung die Steifigkeit des Querschnitts so stark zurückgeht, dass sich kaum noch Zwangsschnittgrößen ausbilden. Auf diesen Effekt wurde bereits in Kapitel 6.3.2 hingewiesen.

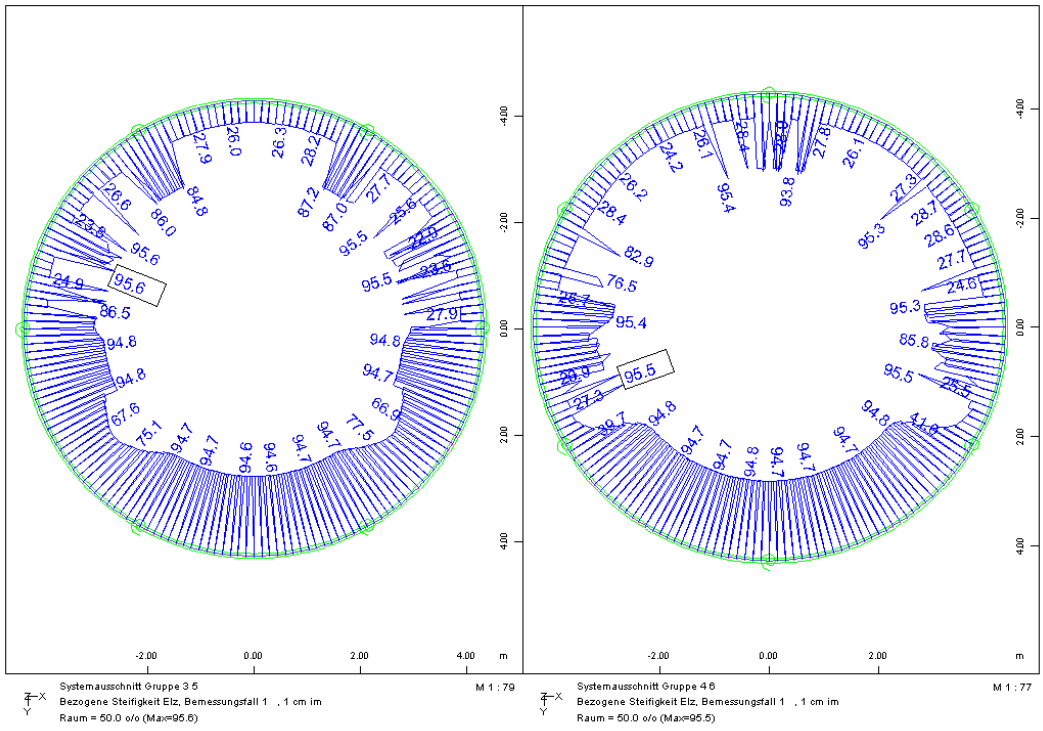


Abbildung 6.84: Steifigkeitsrückgang infolge Belastung

Im Sinne einer prüffähigen Bemessung des Querschnitts ist gemäß DIN 1045-1 allerdings auch die Stahldehnung und Betonstauchung zu betrachten, die auf kritische Dehnungen zu begrenzen sind. Das die Abminderung der Schnittkräfte auf Kosten der Stahldehnung und Betonstauchung geht, ist auch der Abbildung 6.85 zu entnehmen. In dieser Abbildung wird die Spannung in der Bewehrung und im Beton dargestellt. Vor allem der Stahl liegt kurz vor seiner Zugfestigkeit. Entsprechend hoch dürften die Dehnungen ausfallen. Auf eine tatsächliche Bemessung soll allerdings erst im nächsten Kapitel im Sinne einer Beispielbemessung eingegangen werden.

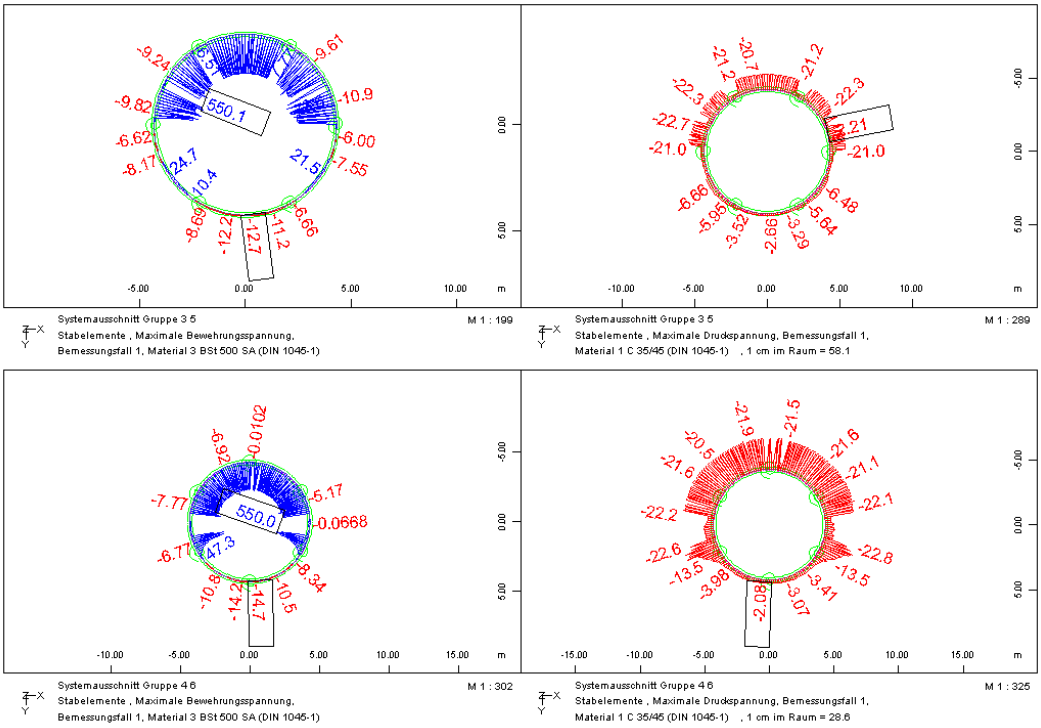


Abbildung 6.85: Spannungen des Materials und der Bewehrung nach nichtlin. Berechnung

Dabei wird insbesondere zu untersuchen sein, ob ein derartiger Steifigkeitsabfall überhaupt realistisch ist. Der sprunghafte Verlauf des Biegemoments lässt allerdings schon darauf schließen, dass der Abfall der Steifigkeit in der hier beschriebenen Größenordnung unrealistisch ist. Immerhin sind neben den Biegemomenten auch Querkräfte und Torsionsmomente auszunehmen. Teile des Querschnitts wären bei derartigem Steifigkeitsrückgang wohl bereits versagt.

6.4.7 Zusammenfassung der Ergebnisse

Die Berechnungen am Stabzugmodell zeigten, dass das System eine relativ große globale Steifigkeit aufweist, was sich in entsprechend hohen Zwangs-Schnittgrößen niederschlägt. Dies gilt besonders in Hinblick auf die Verkrümmungssteifigkeit, mit daraus resultierenden Biegemomenten. Auch eine genauere Erfassung der Ringkopplung reduziert die Schnittgrößen nicht so weit, als dass eine wirtschaftliche Bemessung möglich erscheint.

Im Folgenden ist ein Vergleich der charakteristischen Schnittkräfte aus dem Lastfall 1 (Eigenlast und direkte äußere Last) und dem Lastfall Brand mit Kombination durch indirekte Temperaturlasten gemäß der EBA-Kurve dargestellt.

LF	Lastfall 1		Lastfall Brand	
Schnittk.	M [KNm] Ring 1	N [KN] Ring 1	M [KNm] Ring 1	N [KN] Ring 1
	123.1	-537.5	223.9	-649.8
Schnittk.	M Ring 2	N Ring 2	M Ring 2	N Ring 2
	75.3	-534.1	296.2	-637.4

Bezüglich der Normalkräfte steigen die Schnittgrößen um ca. 20 Prozent an. Bei den Momentenschnittgrößen ist der Anstieg der Schnittgrößen markanter. Im ersten Ring wachsen die Schnittgrößen um 82 Prozent an, im zweiten Ring sogar um 290 Prozent. Der maßgebliche Lastfall wäre demnach die Heißbemessung. Den gesamten Tunnel allerdings auf diesen außergewöhnlichen Lastfall überzudimensionieren, erscheint nicht sinnvoll.

Eine wirtschaftliche Bemessungsalternative könnte sich daher durch die nichtlineare Berechnung der Schnittgrößen unter Beachtung der Querschnittssteifigkeit im Zustand II und darauf aufbauende Nachweisführung ergeben. Die Nachweisführung gliedert sich wie folgt:

1. Bemessung des Tunnels und Festlegung der Bewehrung für den Lastfall 1
2. Nichtlineare Schnittgrößenermittlung nach DIN 1045-1 mit Mittelwerten der Materialfestigkeit unter Berücksichtigung der aus LF1 ermittelten Bewehrung
3. Erzeugung eines Gleichgewichts in der nichtlinearen Berechnung
4. Prüfung der Stahldehnungen und Betonstauchungen
5. evtl. Betrachtung der Querkrafttragfähigkeit

Der hohe Ausnutzungsgrad bei einer nichtlinearen Berechnung sollte in Hinblick auf andere Versagensmechanismen wie Schub genauer betrachtet werden. Daher ist die Prüfung der Dehnungen von großer Wichtigkeit. Auch zu beachten ist, dass die Festigkeit und Steifigkeit der unteren Bewehrung abgemindert werden muss, da hier der Stahl hohen Temperaturen ausgesetzt ist.

Dieser Umstand wurde in der obigen Betrachtung nicht berücksichtigt. Bei der Beispielbemessung soll darauf eingegangen werden. Daher wird an dieser Stelle auf den entsprechenden Abschnitt in Kapitel 7.4 verwiesen.

6.5 Dreidimensionale Betrachtung

Die bisherigen Berechnungen und Analysen beschränkten sich auf die Tunnelquerrichtung, da das System des gekoppelten Stabzuges nur bedingt die räumlichen Verhältnisse unter Beachtung der Tunnellängsrichtung erfassbar macht. Allerdings wurde ja bereits in Kapitel 5.5.5 zur Wärmeausdehnung bemerkt, dass die Dehnungen infolge Temperaturänderung an sich räumlicher Natur ist. Der Tübbing möchte sich also nicht nur in Tunnelquerrichtung ausdehnen und verkrümmen, sondern auch in Längsrichtung des Tunnels. Hier wirkt im ebenfalls ein Widerstand durch den anschließenden Ring entgegen. Es wäre also zu erwarten, dass die Verspannung der beiden Ringe durch Ausdehnung in Längsrichtung sogar verstärkt wird. Inwiefern dadurch eine Versteifung des Systems einhergeht, ist im Rahmen von Berechnungen nur schwer zu erfassen. Dazu sind wohl weitere Brand-Last-Versuche notwendig. Sofern Hartfaserplatten als Ringzwischenlagen verwendet werden, wäre zu klären ob diese überhaupt in der Lage sind, höhere Querkräfte infolge höherer Druckkräften zu übertragen, oder ob deren Schubfestigkeit bereits ausgereizt ist. Etwas anders verhält es sich bei direkten Beton-Beton-Kopplungen. Hier wären allerdings Gefügestörungen und Abplatzungen an den Stoßkanten infolge der Ausdehnung in Tunnellängsrichtung denkbar, die größere Querkraftübertragungen ebenso ausschließen. Diese Effekte können durch eine Berechnung allein nicht untersucht werden. Vielmehr müssten Brand-Last-Versuche gekoppelt mit dreidimensionalen FEM-Berechnungen durchgeführt werden. Im Rahmen dieser Arbeit soll auf eine ausführliche dreidimensionale FEM-Berechnung verzichtet werden, da dies vom Umfang Stoff für eine gesonderte Arbeit bieten würde. Allerdings soll anhand eines einfachen Modells die räumliche Ausdehnung dargestellt werden.

Dazu wurde ein ebenes System aus Platten über Druckfedern in Längs- und Querrichtung gekoppelt. In beiden Richtungen wurden Druckkräfte angesetzt. Im Tunnel würden diese den Tunnellängskräften infolge des Vorschubs und den Normalkräften im Querprofil infolge Auflast und Eigengewicht entsprechen. Der Größenwert ist an dieser Stelle unbedeutend. Anschließend wurde eine Wärmeverteilung im 3-D FEM Modell durch das Programmpaket HYDRA ermittelt, dass sich durch eine Oberflächentemperatur gemäß RABT-Kurve ergeben würde. Zum maßgebenden Zeitpunkt der maximalen Krümmung, wie in Kapitel 6.2.4 ausgeführt, wurde das Temperaturprofil auf den Querschnitt angesetzt, um die daraus resultierenden Verformungen und Schnittgrößen zu ermitteln.

Die folgende Abbildung 6.86 stellt zunächst das System im unverformten und verformten Zustand als volumenhafte, farbige Darstellung dar.

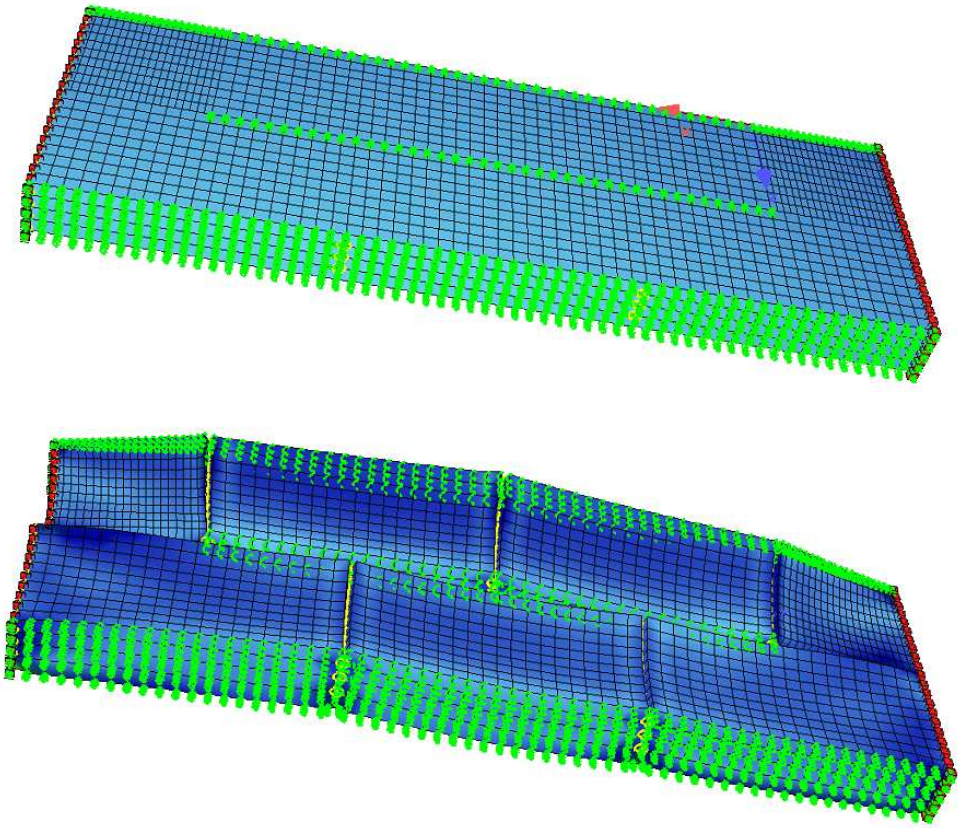


Abbildung 6.86: FEM-System im Ur- und verformten Zustand

Die Abbildung 6.87 zeigt einmal die Verschiebungen am “Drahtmodell” in isometrischer Darstellung und anschließend in der Draufsicht getrennt in die beiden Richtungen der Plattenebene. Es ist deutlich zu erkennen, dass die Wärmeausdehnung ein räumliches Phänomen ist, mit Ausdehnungen in alle Richtungen, die in eben diesen Zwangsschnittgrößen zur Folge haben, sofern die Verformung behindert wird.

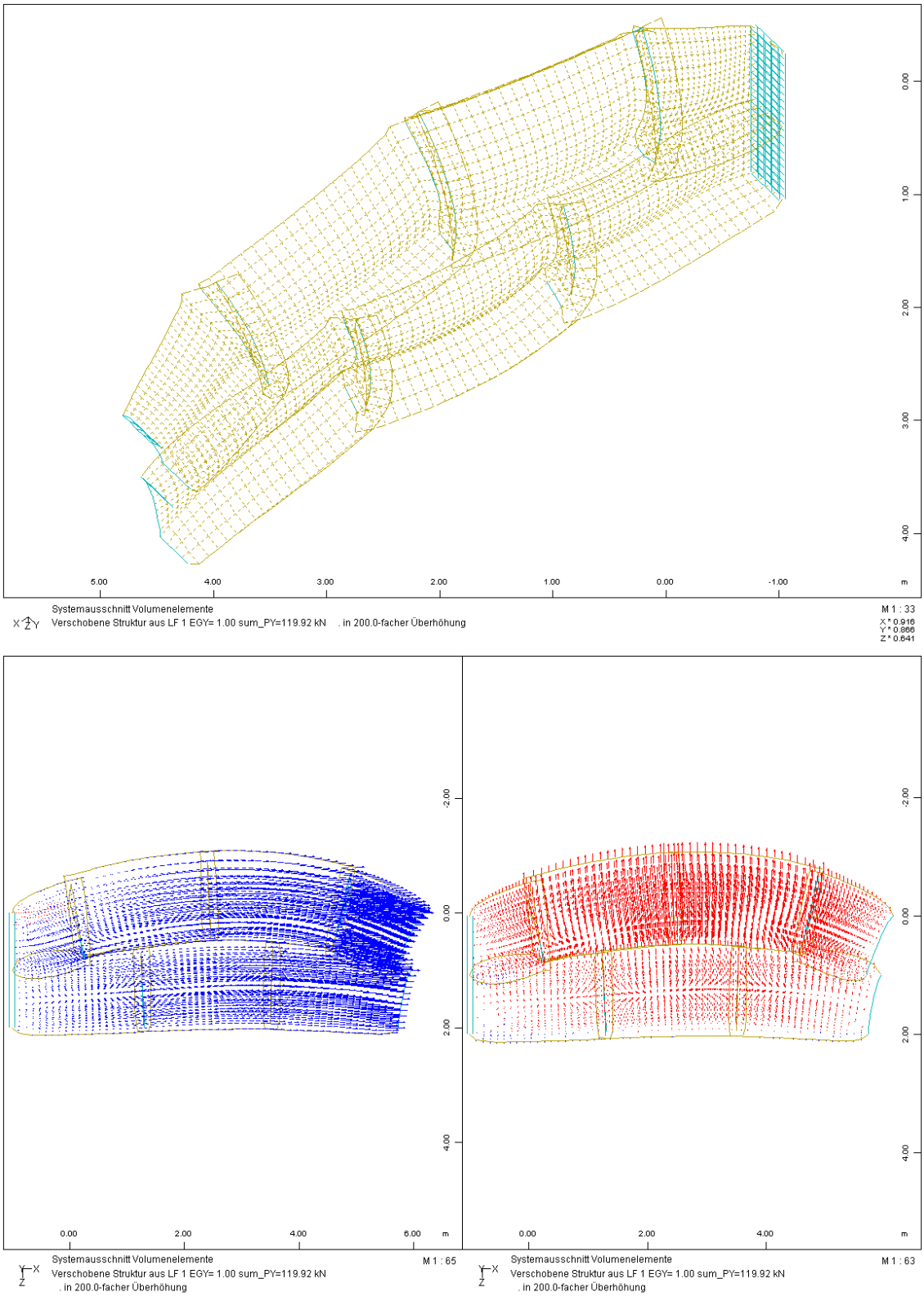


Abbildung 6.87: FEM-System im Ur- und verformten Zustand

In der Abbildung 6.88 sind die zugehörigen Federkräfte in Längs- und Querrichtung abgetragen, die in unserem Modell durch Wirkung der äußeren Kräfte und thermisch-induzierte

Verformung entstehen.

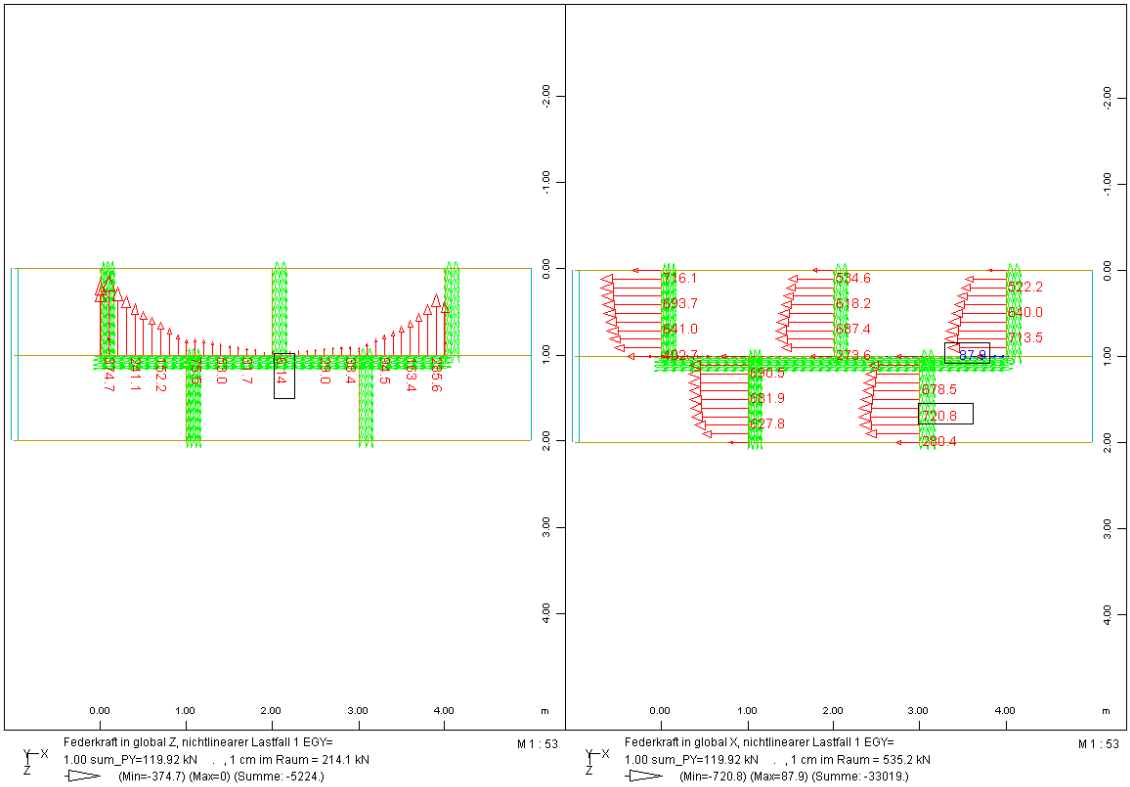


Abbildung 6.88: FEM-System und zugehörige Federkräfte

Der Effekt soll nicht näher quantifiziert werden. Die Ausführungen und Graphiken sollten lediglich verdeutlichen, dass eine dreidimensionale Betrachtung die räumliche Wärmausdehnung und daraus resultierende Zwangsschnittgrößen erfassbar macht. Allerdings ist darauf hinzuweisen, dass die räumliche Berechnung eine extreme Rechenkapazität bindet. Allein die thermische Berechnung am räumlichen FEM-System benötigt viel Zeit. Eine etwaige nicht-lineare statische Berechnung, die daran anschließen müsste, dürfte mit erheblichen numerischen Problemen behaftet sein.

Kapitel 7

Berechnungsbeispiel für den Lastfall Brand einer einschaligen Tübbingkonstruktion

7.1 Allgemeine Vorbemerkungen

Nachdem in den vorigen Kapiteln die Grundlagen und Grundzüge der Heißbemessung für einschalige Tübbingkonstruktionen beschrieben wurden, soll dieses Kapitel ein Berechnungsbeispiel für eine Heißbemessung einer einschaligen Tübbingkonstruktion aufzeigen. Anhand des Beispiels sollen die verschiedenen Verfahren und Möglichkeiten beleuchtet werden. Vor allem geht es dabei auch um die Frage, mit welchen Mitteln und Methoden eine wirtschaftliche, aber auch realitätsnahe Bemessung für den Lastfall Brand einschaliger Tübbingkonstruktionen durchgeführt werden kann.

Das Berechnungsbeispiel orientiert sich am Projekt "Stadtbahntunnel Karlsruhe", welches zur Zeit der Verfassung dieser Arbeit im Ingenieurbüro PSP Beratende Ingenieure (München) bearbeitet wurde. Es handelt sich dabei um die Tieferlegung der Karlsruher Stadtbahn im Bereich der Kaiserstraße. Rechtliche Grundlage für den Bau und Betrieb des Stadtbahntunnels ist damit die "Verordnung über den Bau und Betrieb der Straßenbahnen" (BOStrab) zusammen mit der Tunnelbau-Richtlinie als technische Konkretisierung. Des Weiteren gilt natürlich die ZTV-ING.

Teile der statischen Berechnung, wie auch Ermittlung der Einwirkungen direkter Lasten liegen dem Autor im Rahmen dieser Arbeit vor und wurde für die Berechnungen des Lastfalls Brand verwendet. Grundlegend gibt es drei Möglichkeiten der Nachweisführung, wie bereit in Kapitel 5.8 erläutert wurde. Es sind diese:

1. Einhaltung konstruktiver Regelungen nach ZTV-ING
2. Vereinfachte Rechenverfahren nach DIN V ENV 1992-1-2
3. Allgemeine Heißbemessung nach DIN V ENV 1992–2

In den folgenden Kapiteln sollen alle drei Möglichkeiten der Nachweisführung beispielhaft durchgegangen werden, um die Unterschiede für die Bemessung und Konstruktion zu beleuchten.

7.2 Konstruktion, Randbedingungen & Lasten

Zunächst werden allgemeinen Randbedingungen und Konstruktionsmerkmale des Stadtbahntunnels dargestellt, der als einschalige Tübbingkonstruktion ausgeführt werden soll. Des Weiteren sind die Ergebnisse der Schnittgrößenermittlung charakteristisch und auf dem Bemessungsniveau aufgeführt. Die Berechnungsergebnisse wurden bereits in Kapitel 6.4.2 kommentiert. Hier wird auf dieselben statischen Berechnungsergebnisse für die direkten und Eigenlasten zurückgegriffen.

7.2.1 Konstruktion und Randbedingungen

Allgemeine Angaben

Die Berechnung richtet sich nach folgenden Normen und Richtlinien

Bemessung für den Lastfall 1	DIN 1045-1
Bemessung für den Lastfall Brand	DIN V ENV 1992-1-2
Bemessungshilfsmittel	DAfStB Heft 525
Regelwerk für Bau und Betrieb	BOStrab
Technische Vertragsbedingungen	ZTV-ING

Die Berechnung selber wurde teilweise in Form einer Handrechnung durchgeführt. Die Computerberechnung erfolgte mit der Software “Sofistik”.

Konstruktion

Der Tunnel soll als 40 cm starke einschalige Stahlbeton Tübbing-Konstruktion ausgeführt werden. Der Radius der Tübbing Schwerachse beträgt 4.3 m, womit sich ein lichter Tunneldurchmesser von 8.2 m ergibt. Die Länge der Ringssegmente beträgt 2 Meter. Zusammenfassend stellen sich die geometrischen Randbedingungen wie folgt dar:

Radius Tunnelschwerachse	4.3 m
Schalenstärke	40 cm
Segmentanzahl	6
Verdrehung aufeinanderfolgende Ringe	30^o
Lage Tunnelsohle über Innenradius	2.6 m
Imperfektionen	r/172

Aus der statischen Berechnung zum Lastfall 1 wurde folgende mögliche Bewehrung ermittelt, die bei nichtlinearen Untersuchungen angesetzt werden soll.

obere Bewehrung	12 - 10	$A'_s = 11.31\ cm^2/m$
untere Bewehrung	14 - 10	$A_s = 15.39\ cm^2/m$

Materialkennwerte

Der Berechnung liegen folgende Material- und Bodenkennwerte zugrunde

Betongüte	C 35/45
Expositionsklasse	XC4, XD2, XF2
Stahlgüte	Bst500
E-Modul Fels $[KN/m^2]$	50000

Randbedingungen des statischen Systems

Die Berechnung erfolgt am statischen Modell zweier gekoppelter, gebetteter Stabzüge. Die Längsfugen werden über Drehfedern modeliiert. Die Randbedingungen der statischen Berechnung stellen sich wie folgt dar:

Kopplung	Hartfasereinlagen
Pressenanzahl	24
Vorschubkraft [KN]	15904
Reibbeiwert Kopplung normal	0.5
Reibbeiwert Kopplung heiß	0.26

7.2.2 Lastannahmen

direkte Lasten, Eigenlast

Die Ermittlung der Knotenlasten erfolgt mittels Tabellenrechnung unter Annahme folgender Lasten je Meter Tunnellänge:

Firstauflast [KN]	146.8
Seitendruckbeiwert [-]	0.5
Wasserdruck [KN]	76
Quelldruck [KN]	0

Das Lastbild der direkten und Lasten kann Abbildung 6.52 aus Kapitel 6.4.2 entnommen werden.

Temperatur

Die Angaben der Brandgastemperatur werden der “Verordnung über den Bau und Betrieb der Straßenbahnen” entnommen. Da hier allerdings keine Angaben zur maßgeblichen Temperatur-Zeit-Kurve für allgemeine oder vereinfachte Berechnungsverfahren nach DIN V ENV 1992-1-2 enthalten sind, wird die Temperatur-Zeitkurve entsprechend EBA-Richtlinie für Schienentunnel angesetzt.

Die Funktionswerte der Temperatur-Zeit-Kurve lauten:

Zeit [min]	0	5	60	170
Temperatur [°C]	0	1200	1200	0

Die Oberflächentemperatur der Konstruktion soll gemäß der Richtlinie “Baulicher Brandschutz in Straßenverkehrsbauten” (Richtlinie des Bundesministeriums für Verkehr, Innovation

und Technologie BMVIT, Wien, Ausgabe 2004) angesetzt werden. Das bedeutet, wie in Kapitel 5.3 dargestellt wurde, dass nur die brandzugewandte Seite mit der Temperatur-Zeit-Kurve beaufschlagt wird. Dabei wird die Oberflächentemperatur der Brandgastemperatur gleichgesetzt.

Der Ansatz einer Temperatur-Zeit-Kurve nach EBA, wie sie für Eisenbahntunnel anzusetzen ist, kann durchaus kontrovers diskutiert werden. Wie in den Analysen der STUVA bezüglich Gefährdungspotentiale und Brandlasten in Tunneln verschiedener Nutzung zu sehen war, liegen die Stadtbahntunnel hinsichtlich ihrer Brandlasten wohl näher an den Straßentunneln, als an Fernbahntunneln, für die eine EBA-Kurve in erster Linie Anwendung finden soll. Allerdings liegt der EBA-Kurve die Idee zugrunde, dass die eigentlichen Löscharbeiten durch die Verhältnisse am Unglücksort erschwert werden. Auch bei Stadtbahntunneln könnte eine derartige Argumentation geführt werden. Nach Ansicht des Autors wäre allerdings auch eine RABT-Kurve als Grundlage der Heißbemessung als ausreichend zu betrachten. Im Rahmen der allgemeinen Bemessung soll darauf nochmals eingegangen werden.

7.2.3 charakteristische Schnittgrößen Lastfall 1

Die charakteristischen Schnittgrößen für den Lastfall 1 (äußere direkte Lasten und Eigenlasten) sind in den Abbildungen 7.1 und 7.2 dargestellt, wie sie auch bereits im Kapitel 6.4.2 abgebildet wurden.

Maximalwerte der charakteristischen Schnittgrößen:

Normalkraft Ring 1	- 675 [KN]
Moment Ring 1	123 [KNm]
Normalkraft Ring 2	-651 [KN]
Moment Ring 2	75.5 [KNm]

charakteristische Schnittgrößen Ring 1

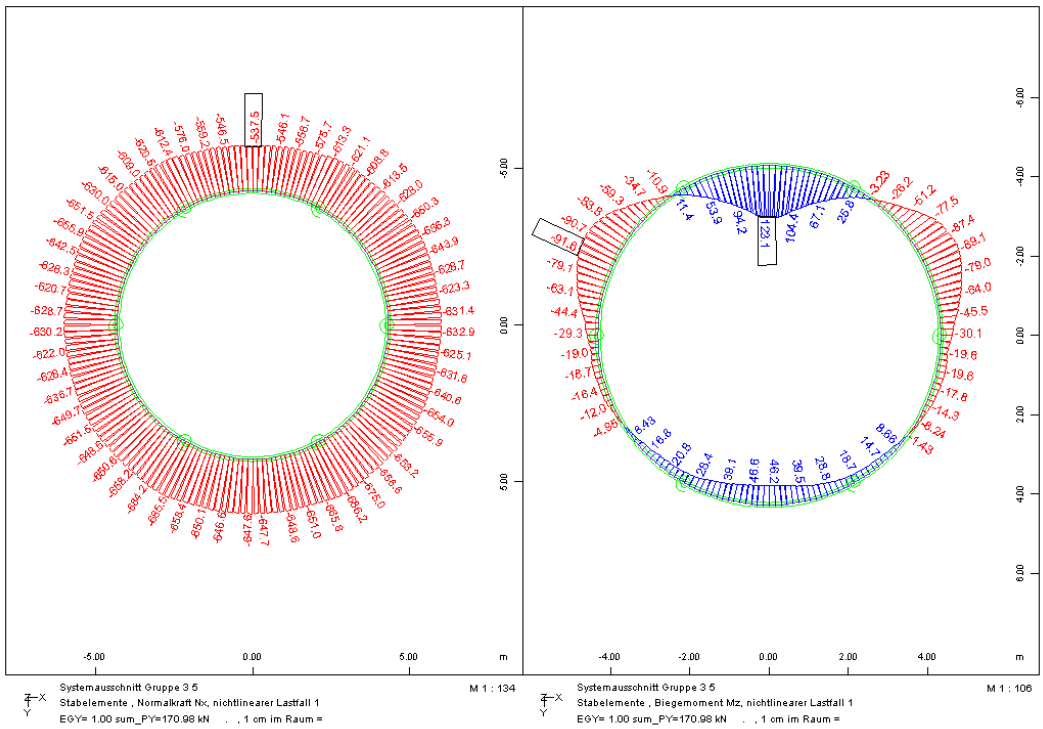


Abbildung 7.1: charakt. Schnittgrößen Ring 1 - direkte Lasten und Eigenlast

charakteristische Schnittgrößen Ring 2

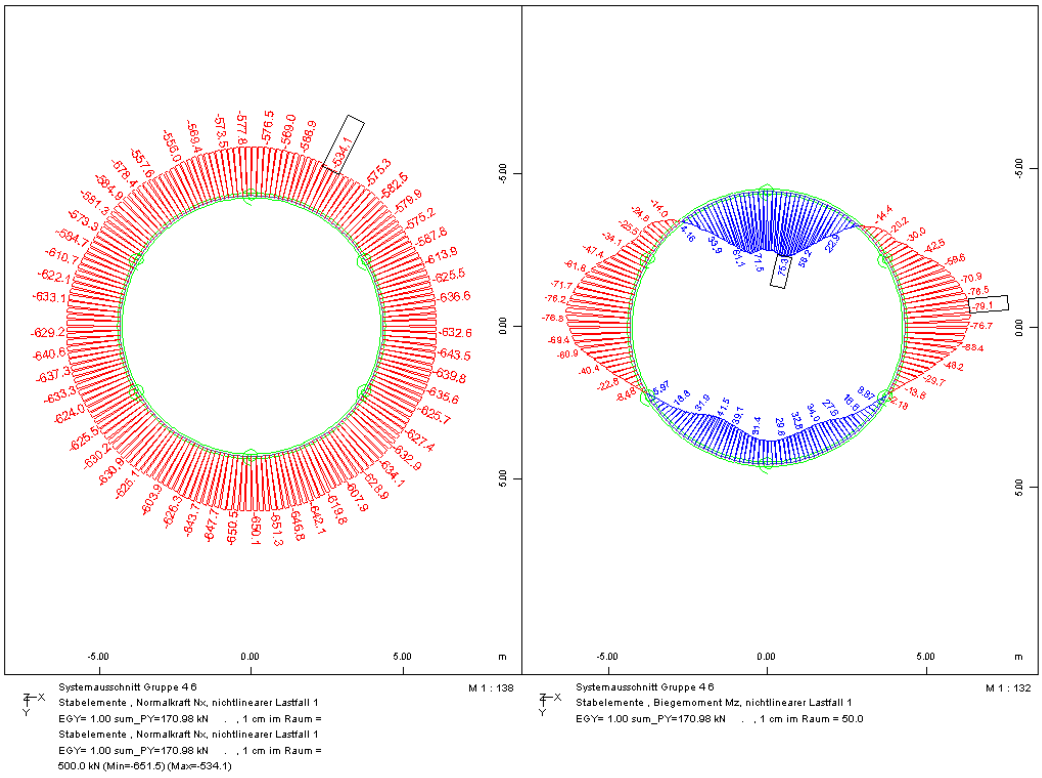


Abbildung 7.2: charakt. Schnittgrößen Ring 2 - direkte Lasten und Eigenlast

7.2.4 Bemessungswerte der Schnittgrößen (GK) Lastfall 1

Da unter anderem bei der vereinfachten Berechnung nach DIN V ENV 1992-1-2 die Bemessungswerte der Schnittgrößen aus der Grundkombination benötigt werden, wurde die Berechnung nochmals mit Designwerten der Einwirkungen durchgeführt.

Die Grundkombination lautet:

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \oplus \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \oplus \Sigma_{i\,1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \tag{7.1}$$

Mit:

$\gamma_{G,j}$ 1.35

$\gamma_{Q,1}$ 1.5

Bemessungs-Schnittgrößen Ring 1

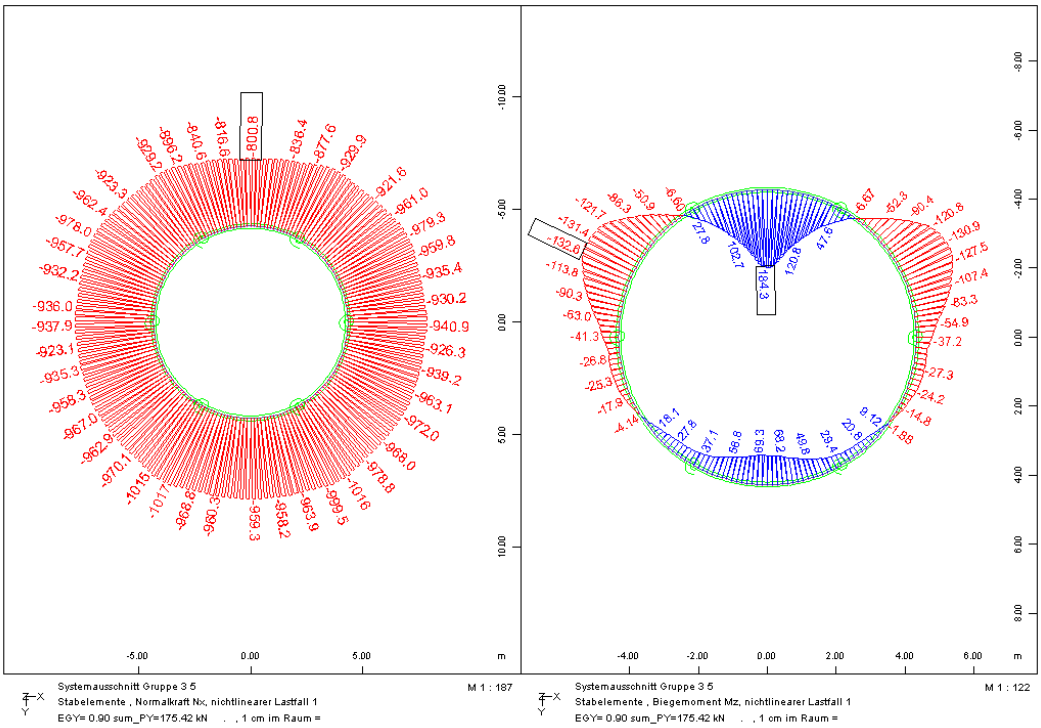


Abbildung 7.3: Bemessungs-Schnittgrößen Ring 1 - direkte Lasten und Eigenlast

Bemessungs-Schnittgrößen Ring 2

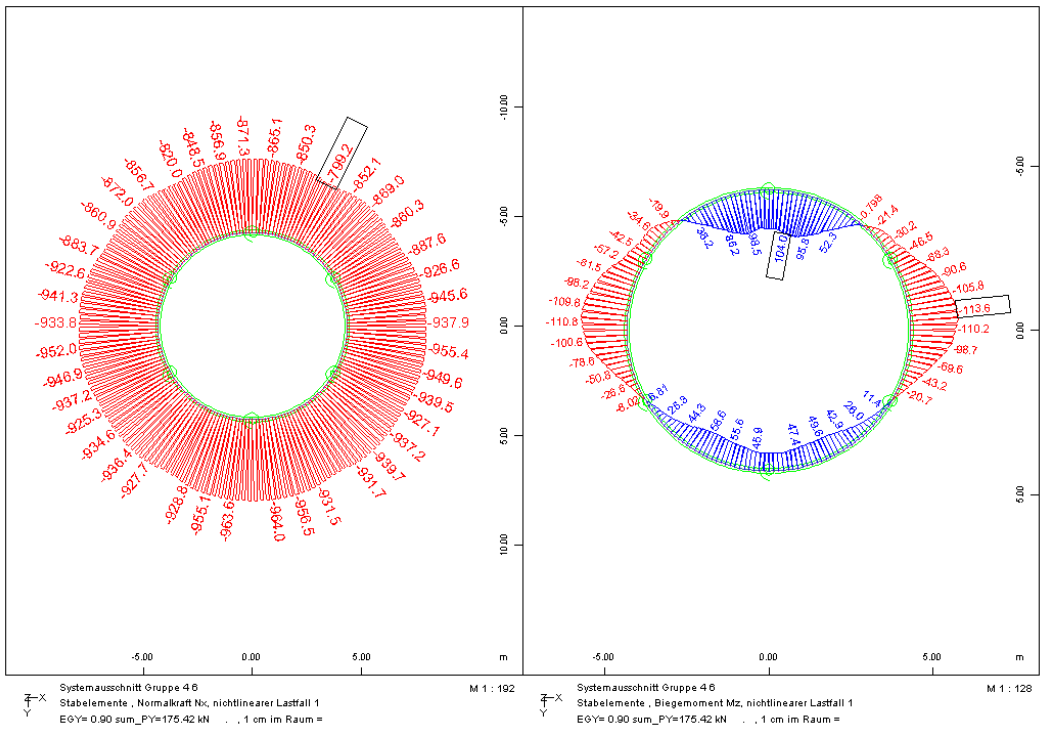


Abbildung 7.4: Bemessungs-Schnittgrößen Ring 2 - direkte Lasten und Eigenlast

Ergebnisse

Maximalwerte der Bemessungs-Schnittgrößen:

Normalkraft Ring 1	- 1017 [KN]
Moment Ring 1	184.5 [KNm]
Normalkraft Ring 2	-955.5 [KN]
Moment Ring 2	104 [KNm]

7.3 Konstruktiver Brandschutz

Gemäß der Forderung in ZTV-ING ist die Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit der Konstruktion sicher zu stellen, dies kann einerseits durch konstruktive Maßnahmen erfolgen, die weiterführende Berechnungen zum Lastfall Brand ersetzen oder es sind besagte Rechenverfahren nach DIN V ENV 1992-1-2 anzuwenden.

Die konstruktiven Forderungen lauteten wie folgt:

1. Schutz der tragenden Hauptbewehrung vor Temperaturen größer 300^o Celsius. Diese Anforderung kann als erfüllt angesehen werden, sofern eine Betondeckung von 6 cm eingehalten wird.

2. Falls keine Betondeckung von 6 cm vorliegt, sind Brandschutzsysteme anzubringen, die gewährleisten, dass die Bewehrung vor Temperaturen größer 300^o C geschützt wird.

Es ist jedoch zu beachten, dass der ZTV-ING die Temperatur-Zeit-Kurve nach RABT zugrunde liegt. Sofern eine andere Temperatur-Zeit-Kurve zur Anwendung kommt, wie hier der Fall ist, kann nicht mit Sicherheit davon ausgegangen werden, dass eine Betondeckung von 6 cm ausreichend ist.

In diesem Falle sind thermische Berechnungen zur Wärmeverteilung in der Konstruktion durchzuführen.

7.3.1 Konstruktion und geometrische Randbedingungen

Die Betondeckung beträgt bei der vorliegenden Konstruktion:

$$c_{nom} = 6.5 - 1.4/2 = 5.8\ cm$$

Die Randabstände der Bewehrung $d_1 = 6.5$ cm und $d_2 = 6.5$ cm wurden der statischen Berechnung entnommen. Ebenso mögliche Querschnitte der Bewehrung mit $d = 14$ mm für die untere Bewehrung. Damit ist der Forderung nach einer Mindestbetondeckung von 6 cm nicht genügt. Allerdings könnte man argumentieren, dass die Betondeckung fast den geforderten Werten entspricht. Welche Temperaturen auf Höhe der Bewehrung zu erwarten sind, wurde anhand einer thermischen Berechnung der Temperaturprofile durchgeführt. Es soll nochmals darauf hingewiesen werden, dass eine EBA-Kurve zugrunde liegt. Somit ist keine Aussage möglich, ob 6 cm als ausreichende Betondeckung anzusehen ist.

Die Berechnung wurde analytisch und numerisch durchgeführt, mittels der in Kapitel 6.1.2 beschriebenen Methoden. Der Verlauf der Temperatur in der Schwerachse der Bewehrung für beide Rechenverfahren wird in den Abbildungen 7.5 und 7.6 dargestellt.

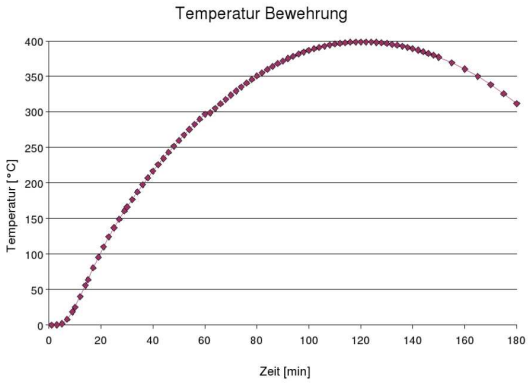


Abbildung 7.5: Bewehrungstemperatur nach analytischer Berechnung

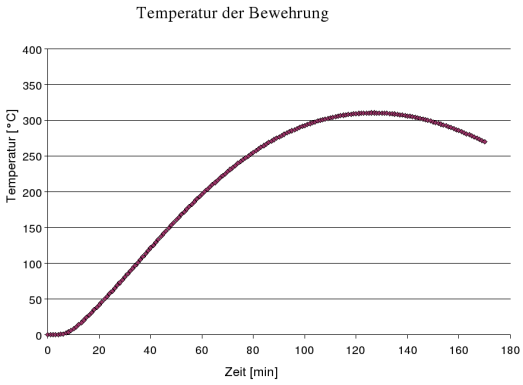


Abbildung 7.6: Bewehrungstemperatur nach numerischer Berechnung

Die numerische Berechnung liefert Werte von $T = 310.57^o$ C, die analytische Berechnung von $T = 398.62^o$ C. Das die Werte der analytische Berechnung deutlich darüber liegen, hängt zum einen damit zusammen, dass keine Aufheizperiode berücksichtigt wurde. Die Vollbrandphase ist damit um 5 min verlängert worden. Damit zeigt sich auch, welchen Effekt längere Branddauern wie etwa bei offenen Brandkurven haben. Das stationäre Gleichgewicht in der Konstruktion ist noch nicht erreicht. Dauert der Brand länger an, ist mit einer weiteren Erwärmung der Bewehrung über die hier aufgeführten Werte zu rechnen. Einen weitaus maßgebenderen Grund für die deutlichen Abweichungen ist allerdings in der Berechnung selbst zu suchen. Und hierbei vor allem in der Art der Materialdefinition. Wie bereits in Kapitel 6.1.2 erwähnt wurde, hängt die Temperaturverteilung ganz maßgeblich von der Betonfeuchte ab. Im Verlauf der spezifischen Wärmekapazität, wie in Abbildung 5.6 dargestellt, zeigt sich ein deutlicher Spitzenwert. Dieser “Peak” wird durch die Verdampfung des Wasser im Beton verursacht. Bei der analytischen Berechnung wurde dem nicht Rechnung getragen, damit dringt die Temperatur schneller in den Querschnitt ein. Solange also keine Aussage über die tatsächliche Betonfeuchte möglich ist, sollte nach Ansicht des Autors ein mittlerer Wert der Temperatur aus den Berechnungen für Feuchten von 0 % und 4 % verwendet werden. Abbildung 7.7 zeigt die Temperatur auf Höhe der Bewehrung aus einer numerischen Berechnung bei Vorgabe von 0 % Betonfeuchte. Es ist deutlich zu erkennen, dass sich die Temperaturen beider Berechnungsmethoden jetzt deutlich annähern. Zu beachten ist auch, dass hier die Schwerachse der Bewehrung betrachtet wurde. Metall ist ein guter Wärmeleiter, damit dürfte die Temperatur der Bewehrung eher den Randwerten der brandzugewandten Seite entsprechen.

Es kann also formuliert werden, dass ohne zusätzliche Brandschutzsystemen den Forderungen der ZTV-ING nicht genügt werden kann. Sofern keine rechnerischen Nachweise zum Lastfall Brand durchgeführt werden sollen, sind somit Systeme des konstruktiven Brandschutzes in Betracht zu ziehen. Eine weitere Möglichkeit besteht darin, die Betondeckung zu erhöhen.

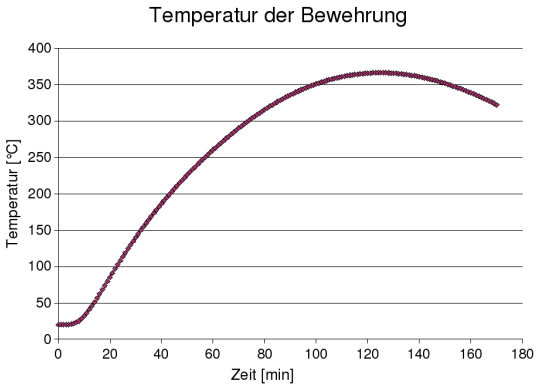


Abbildung 7.7: Bewehrungstemperatur nach numerische Berechnung für 0 % Betonfeuchte

7.3.2 Brandschutzsysteme

Im Rahmen dieser Arbeit soll die Wirkung zweier Brandschutzsysteme durch thermische Berechnungen überprüft werden. Eine endgültige Aussage kann allerdings nur durch Brandversuche getroffen werden. Daneben können Information über die Wirkung entsprechender Brandschutzsysteme auch vom Hersteller der Systeme bezogen werden. Es werden folgende Systeme betrachtet:

- Calciumsilikat Brandschutzplatte - Promatect H
- Vermiculiteputz

Für beide Produkte liegen die temperaturabhängigen thermischen Materialeigenschaften vor, die von den Herstellerangaben oder aus Brandversuchen an der TU Braunschweig (Materialprüfanstalt) übernommen wurden. Mit diesen Angaben kann im Sinne einer numerischen Berechnung das Temperaturprofil über den Querschnitt ermittelt werden.

Calciumsilikat-Platten

Die Materialeigenschaften bei Normaltemperatur der Calciumsilikat-Brandschutzplatten sind durch folgende Herstellerangaben definiert (übernommen aus [TB04]). Die Änderung der Materialeigenschaften im Hochtemperaturbereich sind aus Platzgründen nicht aufgeführt, können allerdings vom Hersteller bezogen werden.

spez. Wärmekapazität c_p	720.30 [J/KgK]
Wärmeleitfähigkeit λ	0.169 [W/mK]
Dichte ρ	870 $[kg/m^3]$

Die Brandschutzplatten werden mit einem Luftspalt vor der Konstruktion angebracht. Dieser Luftspalt hat eine weitere Dämmeigenschaft, aufgrund des Wärmeübergangwiderstandes der Luft an der Grenzschicht zur Konstruktion und der relativ niedrigen Leitfähigkeit der Luft.

Im Folgenden soll der Temperaturverlauf auf Höhe der Bewehrung ermittelt werden. Dazu wird eine Dicke der Brandschutzplatten von 12 mm angenommen. Die Brandschutzplatten wer-

den grundsätzlich in unterschiedlichen Dicken von 6 bis 25 mm angeboten. Der Luftspalt zwischen Unterkonstruktion und Brandschutzplatte wird zu 10 mm gesetzt. Abbildung 7.8 zeigt den Verlauf der Temperatur über die Dauer des Brandereignisses.

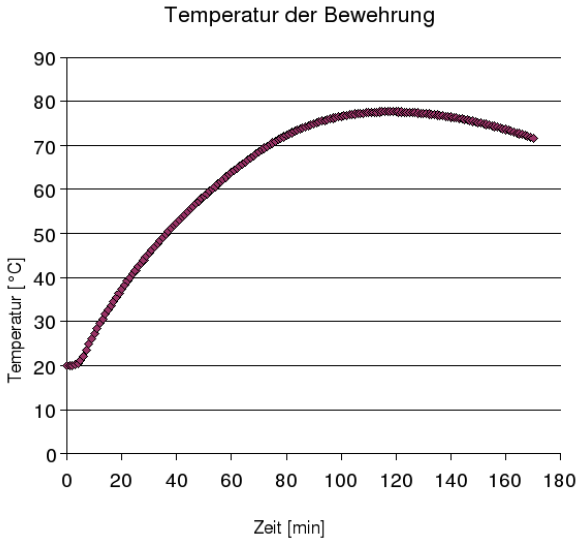


Abbildung 7.8: Brandschutzplatten - Temperatur auf Höhe der tragenden Hauptbewehrung

Wie dem Verlauf der Temperatur zu entnehmen ist, bleibt die Temperatur auf Höhe der Bewehrung unter 80^o C zurück. Damit kann davon ausgegangen werden, dass sich die Schädigungen der Tragkonstruktion stark in Grenzen halten. Wie bereits erwähnt wurde, kann praktisch jede gewünschte Grenztemperatur eingehalten werden, bei nur ausreichender Wahl der Plattendicke.

Vermiculiteputz

Als zweites Brandschutzsystem wird ein Brandschutzputz betrachtet. Die Materialeigenschaften bei Normaltemperatur wurden im Zuge von brandtechnischen Untersuchungen an der TU Braunschweig ermittelt, ebenso wie die Entwicklung der Eigenschaften im Hochtemperaturbereich. Die folgende Tabelle verdeutlicht de Eigenschaften im Normaltemperaturbereich (übernommen aus [TB04]):

spez. Wärmekapazität c_p	1156.20 [J/KgK]
Wärmeleitfähigkeit λ	0.105 [W/mK]
Dichte ρ	500 $[kg/m^3]$

Für eine angenommene Dicke des Putzes, der direkt auf die Konstruktion aufgebracht wird, von 2.5 cm wurde eine thermische Berechnung durchgeführt. Der Verlauf der Temperatur auf Höhe der Bewehrung ist in Abbildung 7.9 dargestellt.

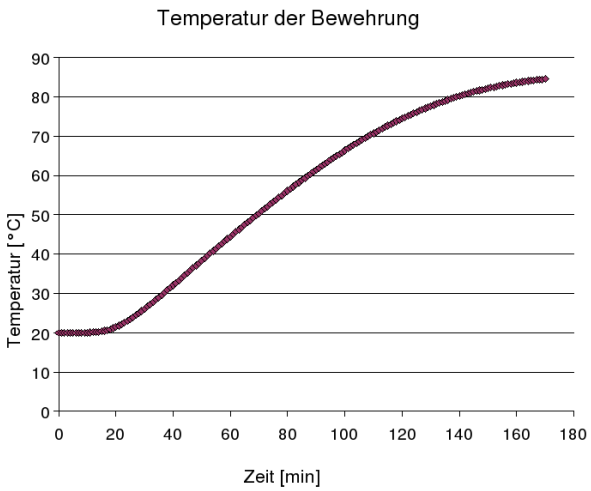


Abbildung 7.9: Putzsystem - Temperatur auf Höhe der tragenden Hauptbewehrung

Die Temperatur steigt knapp über 85^o C innerhalb der Branddauer an. Mit einer fast doppelten Schichtstärke des Systems im Vergleich zu den Brandschutzplatten ergibt sich demnach eine geringe Wirksamkeit. Es wurde bereits die Faustformel erwähnt, dass mit einem Putz eine ungefähr doppelt so starke Betonschicht ersetzt werden kann. Mit einer Dicke von 2.5 cm kann die Konstruktion als ausreichend geschützt erachtet werden.

Bewertung der thermischen Berechnung

Sofern die temperaturabhängigen Materialeigenschaften bekannt sind, kann eine thermische Berechnung zur Bestimmung der Temperatur auf Höhe der Bewehrung durchgeführt werden. Damit kann theoretisch die Dicke des Systems so festgelegt werden, dass der Forderung nach Temperaturen der tragenden Hauptbewehrung unter 300^o C genügt werden kann. Weitere Nachweise würden damit entfallen. Allerdings soll darauf hingewiesen werden, dass derartige Berechnungen sehr sensibel auf die Netzfeinheit reagieren. Die Ergebnisse sollten daher immer mit Versuchsauswertungen und Herstellerangaben verglichen werden.

7.4 Vereinfachter Nachweis "500^o Isothermen-Methode"

Eine Beschreibung der sogenannten "500^o C Isothermen-Methode", wie sie im Eurocode DIN V ENV 1992-1-2 Anlage B.1 als Norm für die Heißbemessung dargestellt wird, findet sich in dieser Arbeit im Kapitel 4.3.2 wieder. Es handelt sich dabei um ein vereinfachtes Rechenverfahren, wie es gemäß Eurocode für die Nachweisführung verwendet werden darf. Es ist allgemeingültig für verschiedene Temperatur-Zeit-Kurven anwendbar, sofern für die Temperaturen die Materialeigenschaften in der Norm erfasst sind. Dies ist für Temperaturen bis 1200^o C gegeben. Es handelt sich um eine Bauteilberechnung bzw. Teiltragwerksberechnung, da nur die Tragfähigkeit des Bauteils als Teiltragwerk des statischen Systems untersucht wird. Als Teiltragwerk wird hier das Segment mit der höchsten Momentenbeanspruchung betrachtet. Der Ablauf des Rechenverfahrens stellt sich wie folgt dar:

1. Festlegung der Temperaturbeanspruchung in Form einer Temperatur-Zeit-Kurve
2. Bestimmung des Temperaturprofils im Querschnitt
3. Bestimmung der maximalen Eindringtiefe der 500^o C Isotherme
4. Berechnung der Querschnittswerte
5. Berechnung der temperaturabhängigen Festigkeiten
6. Bestimmung der Einwirkungen
7. Nachweis der ausreichenden Bauteiltragfähigkeit

Es werden laut Norm drei Kriterien der Tragfähigkeit definiert:

- Kriterium R: Tragfähigkeit
- Kriterium E: Sicherstellung Raumabschluss
- Kriterium I: Wärmedämmung

Für unsere Konstruktion ist lediglich Kriterium R nachzuweisen, da weder Sicherstellung eines Raumabschlusses noch eine Wärmedämmung durch die Konstruktion gefordert wird.

7.4.1 Temperatur-Zeit-Kurve / thermische Einwirkungen

Für das Bauwerk gilt die Verordnung über den Bau und Betrieb der Straßenbahnen (BOStrab). In besagter Verordnung finden sich kaum technische Angaben wieder. Die brandschutztechnischen Anforderungen wurden in der Tunnelbau-Richtlinie zur BOStrab konkretisiert.

Neben konstruktiven Anforderungen an die betriebliche Ausstattung finden sich darin auch Anforderungen an die Feuerwiderstandsfähigkeit tragender Konstruktion und brandschutztechnisch wirksame Raumteiler wieder. Die Angaben an die Feuerwiederstandsfähigkeit richten sich nach DIN 4102. Den dort bestimmten Widerstandsfähigkeiten der Konstruktion liegt als Temperaturbelastung die sogenannte Temperatur-Einheits-Kurve (ETK) zugrunde. Im Tunnelbau

sind allerdings höhere Temperaturen und kürzere Aufheizzeiten zu erwarten, was sich in den tunnelbauspezifischen Kurven wie EBA-Kurve oder RABT-Kurve niederschlägt. Kapitel 5.2.3 liefert eine Übersicht über die wichtigsten Temperaturkurven.

Da genaue Angaben fehlen, welche Temperatur-Zeit-Kurve für ein Rechenverfahren zur Heißbemessung nach DIN V ENV 1992-1-2 zugrunde gelegt werden soll, wird hier auf die EBA-Kurve für Schienentunnel zurückgegriffen. Diese Kurve gilt eigentlich für Eisenbahntunnel, und dürfte somit auf der sicheren Seite liegende Werte nach sich ziehen.

Der Temperaturverlauf der Brandgase am Brandherd ergibt sich demnach wie folgt:

Zeit [min]	0	5	60	170
Temperatur [°C]	0	1200	1200	0

Auf die beschriebenen Methoden einer Berechnung realistischer Oberflächentemperaturen der Konstruktion mittels CFD-Simulation soll hier verzichtet werden. Es wird vereinfachend angenommen, dass die Gastemperatur gleich der Oberflächentemperatur im beschriebenen Zeitintervall ist.

7.4.2 Temperaturprofil des Querschnitts und Lage der 500^o Isothermen

Es wurden mehrere Verfahren beschrieben, die Temperaturprofile im Querschnitt zu ermitteln. Die wesentlichen Verfahren sind numerische Berechnungsverfahren auf Basis der finiten Elemente und analytische Berechnungsverfahren. Als weitere Möglichkeit bieten sich Tabellenverfahren an. Auch im Normtext von DIN V ENV 1992-1-2 finden sich Temperaturprofile wieder. Allerdings unter Ansatz der Einheits-Temperatur-Kurve.

Hier soll allerdings die sogenannte EBA-Kurve angesetzt werden. Daher kann auf die Diagramme der Norm nicht zurückgegriffen werden. Es wurde vergleichend sowohl eine numerische Bestimmung des Temperaturprofils mit der Software Sofistik“, als auch eine analytische Bestimmung der Temperatur vorgenommen. Anschließend erfolgt die Festlegung der Lage der 500^o C Isotherme, jener Linie also, an der die Knotentemperaturen 500^o Celsius betragen. Die Lage der Isothermen ist eine Funktion der Zeit. Maßgebend wird die maximale Eindringtiefe der 500^o C Isotherme.

Bei dem Tübbingsegment handelt es sich um eine mehr oder weniger einseitig belastete Konstruktion. Es ist zwar zu erwarten, dass im Bereich der Fugen auch eine leichte seitliche Temperaturbeanspruchung vorliegt, dies ist allerdings für die Bemessung von untergeordneter Bedeutung.

Sowohl für eine numerische Berechnung, als auch für eine analytische Temperaturberechnung sind die Ergebnisse ermittelt worden. Abbildung 7.10 zeigt die Eindringtiefe der 500^o C Isothermen als Funktion der Zeit als Ergebnis einer numerischen Berechnung.

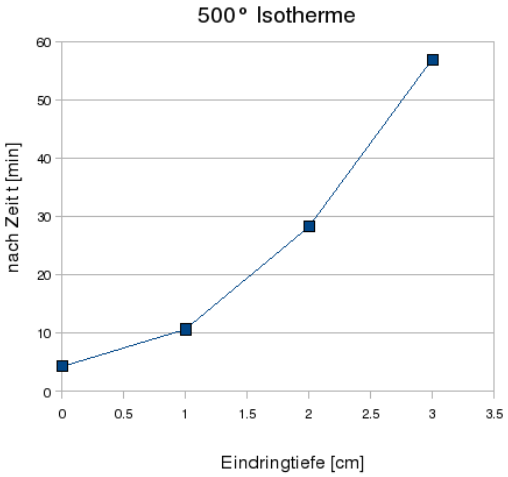


Abbildung 7.10: Eindringtiefe der Isothermen nach numerischer Berechnung

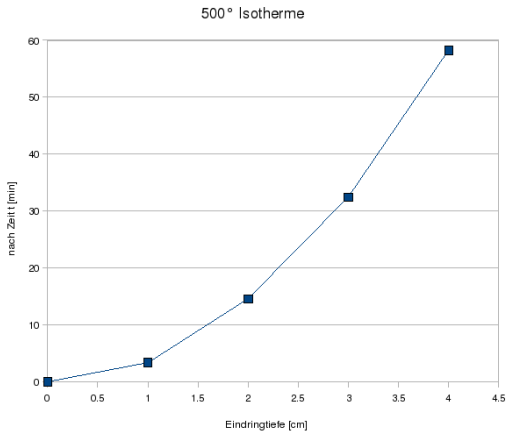


Abbildung 7.11: Eindringtiefe der Isothermen nach analytischer Berechnung

Querschnittselemente mit einem Randabstand über 3 cm ab Oberfläche erfahren keine Temperaturen größer 500^o Grad. Die maximale Eindringtiefe liegt bei ungefähr 3 cm, und wird nach knapp einer Stunde erreicht. Da es sich bei der EBA-Kurve um eine geschlossene Kurve handelt, die nach 60 min wieder abfällt, werden keine größeren Eindringtiefen erreicht. Die Funktion impliziert, dass die maximale Eindringtiefe noch nicht erreicht ist, sofern auch über 60 min hinaus noch Wärmeenergie eingetragen würde. Dann wäre mit einer größeren Eindringtiefe zu rechnen. Dies würde auf offenen Brandkurven zutreffen.

Abbildung 7.11 zeigt das Ergebnis zur Lage der Isothermen bei analytischer Berechnung der Knotenpunktspotentiale. Es ist zu erkennen, dass der zeitliche Verlauf relativ ähnlich dem der numerischen Berechnung ist, allerdings die Eindringtiefe 4 cm beträgt, was sicher auch auf die Tatsache zurückzuführen ist, dass die ersten 5 Minuten der Aufheizzeit bei dieser Berechnung vernachlässigt wurden. Gewichtiger ist, wie bereits erwähnt wurde, allerdings die Berücksichtigung der Betonfeuchte bei der numerischen Berechnung.

Die weitere Berechnung erfolgt mit einer mittleren Eindringtiefe von 3.5 cm.

7.4.3 Querschnittswerte

Entsprechend der Angaben im Normtext wird der Querschnitt in seiner Fläche bis zur mittleren Lage der 500^o C Isothermen reduziert. In unserem Falle der einseitigen Beanspruchung bedeutet dies eine Reduktion der Querschnittshöhe um 3.5 cm.

Die Wichte des Querschnitts soll allerdings auf der sicheren Seite liegend dieselbe sein. Im Falle einer nichtlinearen Schnittgrößenermittlung müsste die Wichte γ also erhöht werden auf $\gamma^* = \gamma_0 * (\frac{40}{36.5})$, sofern eine geringere Querschnittshöhe eingegeben wird.

Abbildung 7.12 ist ein Auszug aus der Norm und verdeutlicht nochmals die Reduktion des Querschnitts.

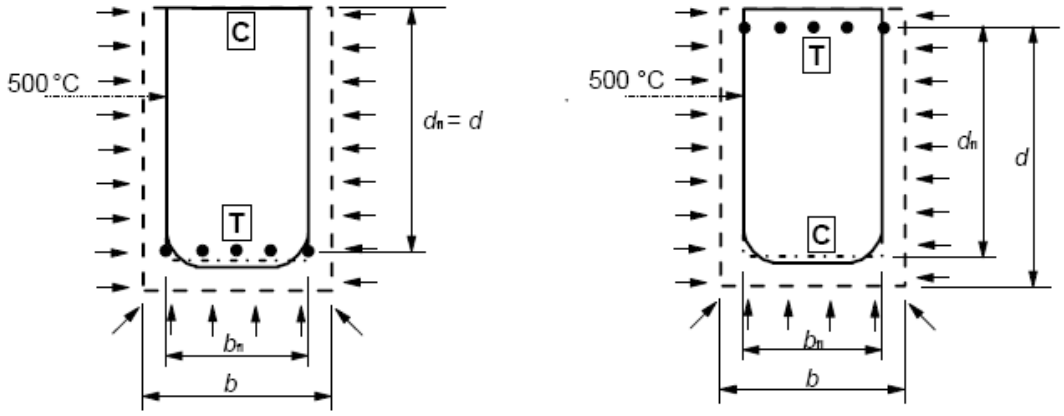


Abbildung 7.12: Querschnittsreduktion nach EC 2

Die neue Querschnittshöhe beträgt damit $h_{fi} = 40 - 3.5 = 36.5$ cm. Der Abstand zu oberen Bewehrung ab Schwerlinie Betonumrissfläche beträgt $z_{s2} = 11.75$ cm, und zur unteren $z_{s1} = 15.25$ cm. Zur Berechnung der Tragfähigkeit werden die Abstände zur Bewehrung $z_{cip,u}$ und $z_{cip,o}$ benötigt. Sie beziehen sich auf den ideellen Querschnitt und müssen zunächst ermittelt werden.

Ideelle Querschnittsfläche A_{ci}:

$A_{ci} = A_c + (\alpha_e - 1)A_s$
$= 100 * 36.5 + (200000/33300 - 1)(11.31 + 15.39) = 3783.66 cm^2$

Auf den Nettoquerschnitt bezogene Bewehrungsabstände oben $z_{cs,2}$ und unten $z_{cs,1}$:

$z_{cs,1} = \frac{A_c z_{s1}}{A_{cn}} = \frac{100*36.5*15.25}{100*36.5-(11.31+15.39)} = 15.362$

$z_{cs,2} = 11.75 - (15.362 - 15 - 25) = 11.638$

Die auf den ideellen Querschnitt bezogenen Abstände oben $z_{cis,2}$ und unten $z_{cis,1}$ ergeben sich zu:

$z_{cis,1} = \frac{A_c z_{cs,1}}{A_{ci}} = \frac{100*36.5*15.362}{3783.66} = 14.819$

und damit:

$z_{cis,2} = 11.638 + (15.362 - 14.819) = 12.18$

Die Querschnittswerte sind damit hinreichend definiert.

7.4.4 Materialfestigkeiten

Neben der Reduktion des Querschnitts ist auch die Reduktion der Festigkeit der Bewehrung entsprechend ihrer maximalen Temperatur vorzunehmen. Die Abbildungen 7.13 und 7.14 zeigen nochmals den Verlauf der Temperatur auf Höhe der Bewehrung nach analytischer und numerischer Berechnung. Auf den markanten Unterschied der Temperatur wurde bereits eingegangen.

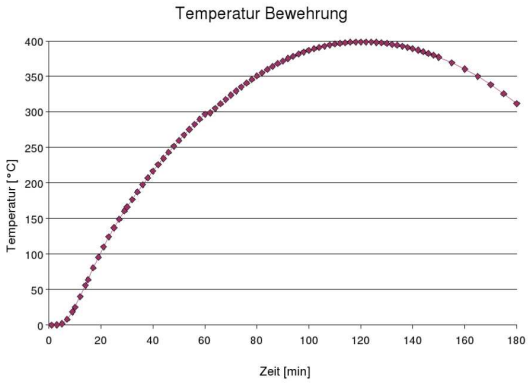


Abbildung 7.13: Bewehrungstemperatur nach analytischer Berechnung

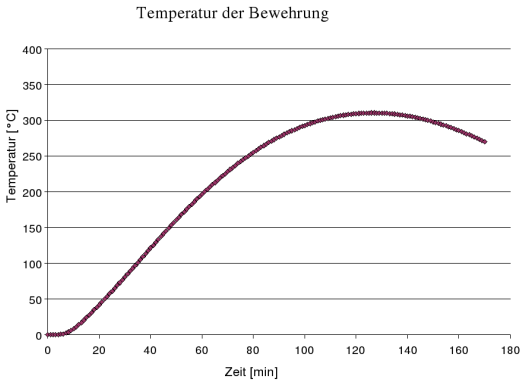


Abbildung 7.14: Bewehrungstemperatur nach numerischer Berechnung

Die Lage der Bewehrung u ergibt sich dabei aus dem Bewehrungsdurchmesser und der Betondeckung. Aus der statischen Berechnung wurde entnommen:

- Bewehrung: Stäbe $\oslash = 14$ mm
- Abstand $d_2 = 6.5$ cm
- Betondeckung $c_{nom} = 6.5 - 1.4/2 = 5.8$ cm

Es soll der Mittelwert zwischen diesen beiden "Grenzwerten" der Bewehrungstemperatur verwendet werden. Die mittlere maximale Bewehrungstemperatur aus beiden Berechnungen wird damit errechnet zu

$T_{As} = \frac{310.57+398.62}{2} = 354.6^o\ C.$

Der Bemessungswert der Festigkeit ist gemäß Norm zu berechnen nach:

$$X_{d,fi} = k_\Theta \frac{X_m}{\gamma_{M,fi}} \tag{7.2}$$

Mit:

X_k	charak. Wert der Festigkeit	500 N/mm^2
k_Θ	Abminderungsfaktor	s. Rechnung
γ_M, fi	Teilsicherheitsbeiwert	1.0

Der Abminderungsfaktor k_Θ der Festigkeit bestimmt sich gemäß Abschnitt 4.2.4.3 der Norm für Zugbewehrung bei Anwendung vereinfachter Rechenverfahren zu:

$$k_\Theta = 0.7 - 0.3(\Theta - 400)/300 = 0.745 \quad \text{für } 100 < \Theta < 400$$

Die Festigkeit geht also auf rund 75 Prozent zurück und ergibt sich zu:

$$f_{sd,fi}(\Theta_m) = k_\Theta f_{sd} = 0.745 * 500 = 372.5 N/mm^2$$

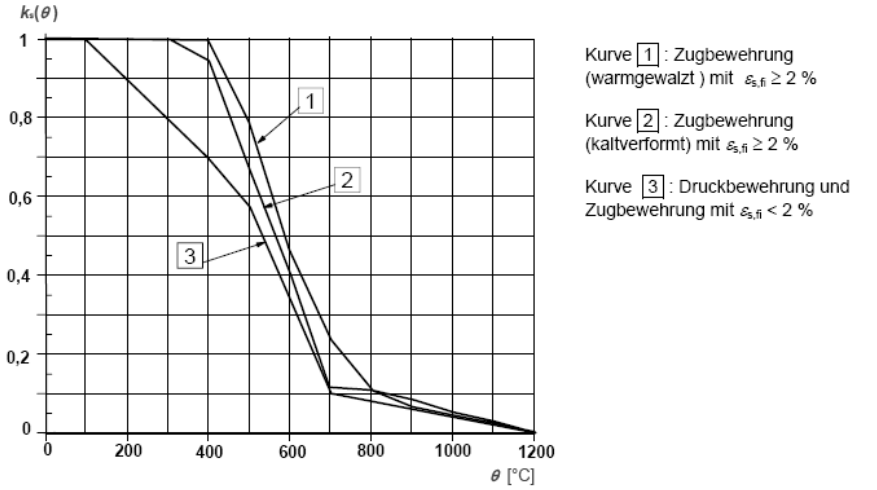


Bild 4.2a — Beiwert $k_s(\theta)$ zur Berücksichtigung des Abfalls der charakteristischen Festigkeit (f_{yk}) von Zug- und Druckbewehrung (Klasse N)

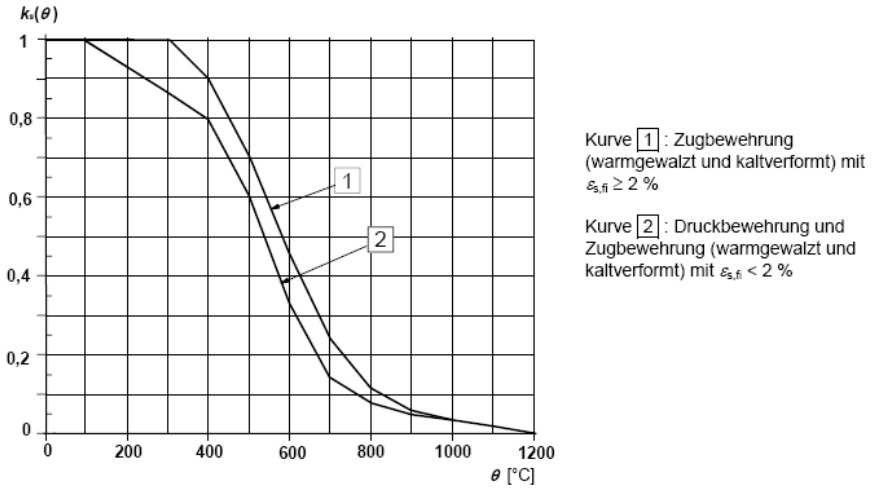


Bild 4.2b — Beiwert $k_s(\theta)$ zur Berücksichtigung des Abfalls der charakteristischen Festigkeit (f_{yk}) von Zug- und Druckbewehrung (Klasse X)

Abbildung 7.15: Abminderung der Stahlfestigkeit nach EC 2 [EC206]

Die Betonfestigkeit für einen Beton C35/45 bei Umgebungstemperatur ergibt sich zu:

$$f_{cd,fi} = \frac{f_{ck}}{\gamma_{c,fi}} = \frac{35}{1.0} = 35 N/mm^2$$

Eine temperaturabhängige Festigkeitsreduktion für den Beton ist nicht notwendig, da im Restquerschnitt die Materialfestigkeit bei Umgebungstemperatur angesetzt wird.

7.4.5 Einwirkungen

Die Einwirkungen können aus der Schnittgrößenberechnung des Normalbemessungsfalls E_d (Grundkombination) übernommen werden, allerdings unter Anwendung eines Modifikationsfaktors η_{fi}.

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} E_d \tag{7.3}$$

Der Modifikationsfaktor ist gleich dem kleineren Wert aus:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}} \tag{7.4}$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\xi \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \tag{7.5}$$

Vereinfachend kann der Wert $\eta_{fi} = 0.7$ gesetzt werden, was hier zur Anwendung kommt.

7.4.6 Tragfähigkeit bei Biegung und Längskraft

Es ist nachzuweisen, dass die Einwirkungen $E_{d,fi}$ kleiner den Widerständen R_{fi} ist. Dazu wird hier die Tragfähigkeit des brandreduzierten Querschnitts bestimmt. Abbildung 7.16 zeigt schematisch die Berechnung der Tragfähigkeit für einen Querschnitt mit Druck- und Zugbewehrung.

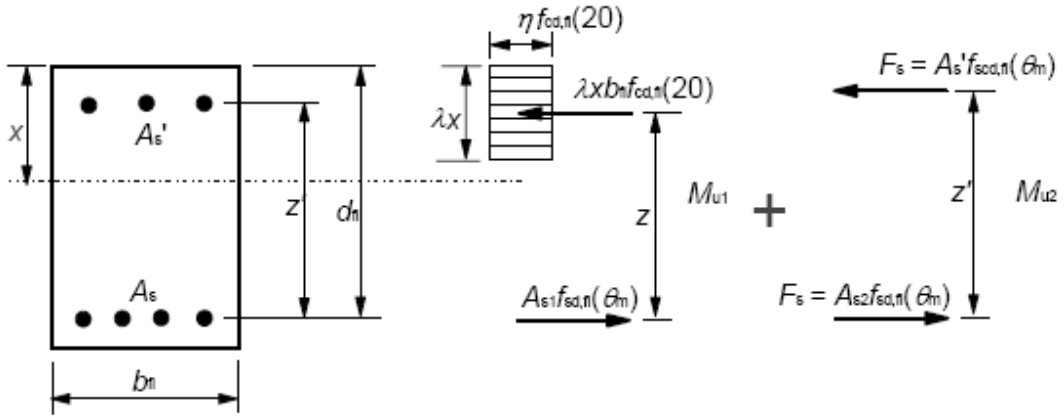


Abbildung 7.16: Bestimmung des Bauteilwiederstandes nach EC 2 (Auszug aus der Norm)

Mit den Größen:

- b_{fi} tatsächliche Querschnittsbreite
- d_{fi} tatsächliche statische Nutzhöhe
- z' Hebelarm Bewehrung

- A_s Querschnittsfläche Zugbewehrung
- A'_s Querschnittsfläche Druckbewehrung

Die Berechnung des gesamten aufnehmbaren Biegemoments erfolgt nach der Gleichung:

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} \tag{7.6}$$

mit den Anteilen des Biegewiderstandes:
Querschnitt ohne Druckbewehrung:

$$M_{u1} = A_{s1} f_{sd,fi}(\Theta_m) z \tag{7.7}$$

Anteil Druckbewehrung:

$$M_{u2} = A_{s2} f_{scd,fi}(\Theta_m) z' \tag{7.8}$$

Die Bewehrung wurde aus der Vorberechnung angenommen zu:

$A_s = 15.39\ cm^2/m$
$A'_s = 11.31\ cm^2/m$

Bei Querschnitten mit Druckbewehrungen gibt es praktisch unendlich viele Möglichkeiten, die Aufteilung des Widerstandes auf den Querschnitt ohne Druckbewehrung und den zusätzlichen Anteil der Druckbewehrung und Restzugbewehrung vorzunehmen. Es wären somit alle möglichen Kombinationen zu untersuchen, um den maximalen Biegewiderstand zu finden. Es genügt natürlich, eine mögliche Verteilung zu finden, mit der der Nachweis gelingt.

Tragfähigkeit des Querschnitts ohne Druckbewehrung M_{u1}

Die Resultierende der Betondruckzone ergibt sich zu:

$F_{cd} = \lambda x\ b_{fi}\ f_{cd,fi}$

Mit:

$f_{cd,fi}$	Betonfestigkeit bei 20^o C = 35 N/mm^2
b_{fi}	Breite = 100 cm
λ	effektive Höhe der Druckzone nach 1992-1-1 = 0.8 für $f_{ck} \leq 50 N/mm^2$
x	Höhe der Betondruckzone

Die Druckzonenhöhe ergibt sich aus der Dehnungsverteilung im Querschnitt. Eine Bestimmung der Druckzonenhöhe kann mittels Dehnungsdiagramm aus dem Heft 525 ermittelt werden.

Eingangsparameter:

$$\mu_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{b_{fi} * d_{fi}^2 * f_{cd}}$$

Es ist zu beachten, dass hier die auf die Bewehrungslage bezogenen Schnittgrößen M_{Eds} verwendet werden. Für die Stelle der maximalen Momenten- und Normalkraftbeanspruchung ergeben sich die Schnittgrößen aus dem Lastfall 1 zu:

$N_{Eds} = -800.8\ KN$
$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Eds} z_{cis,1} = 184.3 - (-808.8) * 0.148 = 304.0\ KNm$

Die benötigte Zug- und Druckbewehrung ergibt sich nach dem Bemessungsdiagramm zu:

$$A_{s1} = \frac{1}{f_{sd,fi}}(\frac{M_{Eds,lim}}{z} + \frac{\Delta M_{Eds}}{z'} + N_{Eds}) \tag{7.9}$$

Da, wie bereits erwähnt wurde, die Aufteilung des Widerstandes M_{Rd} in die Anteile M_{u1} und M_{u2} beliebig erfolgen kann, ist keine eindeutige Festlegung der Dehnungsverteilung möglich. Um trotzdem einen möglichen Widerstand zu errechnen, ist es also notwendig eine mögliche Dehnungsverteilung anzunehmen, von der man ausgeht, dass daraus ein möglichst hoher Tragwiderstand resultiert. In unserem Fall wird eine Variante untersucht, bei der der Beton seine maximale Dehnung von $\varepsilon_c = 3.5$ ‰und gleichzeitig der Stahl in der unteren Bewehrungslage seine maximale Dehnung von $\varepsilon_{s1} = 25$ ‰erfährt.

Aus dem allgemeinen Bemessungsdiagramm nach Heft 525 kann aus dieser Verteilung der Dehnung am Querschnitt ohne Druckbeton der Wert $\mu_{Eds,lim} = 0.095$ abgelesen werden. Aus diesem Wert kann wiederum mit dem inneren Hebelarm zur angenommenen Dehnungsverteilung das zugehörige Moment $M_{Eds,lim}$ ermittelt werden. Dieses Moment entspricht unserem M_{u1} unter der Vorraussetzung, dass eine ausreichende Querschnittsfläche an Bewehrungsstahl vorhanden ist.

$$M_{Eds,lim} = \mu_{Eds} b d^2 f_{cd}$$

Die Betonfestigkeit f_{cd} entspricht bei uns $f_{cd,fi}(20) = 3.5\ N/mm^2$ für einen Beton C35/45 und Materialsicherheit von $\gamma_m = 1.0$. Damit gilt:

$M_{Eds,lim} = 0.095 * 100 * 33.5^2 * 3.5/100 = 373.14\ KNm$

Der innere Hebelarm z kann ebenfalls durch Ablesung von $\zeta = 0.95$ aus dem Diagramm gewonnen werden. Der Hebelarm wird damit zu:

$z = 0.95 * 33.5 = 31.8\ cm$

Nun ist für die angenommene Dehnungsverteilung zu prüfen, ob auch eine ausreichende Bewehrungsquerschnittsfläche vorhanden ist. Die erforderliche Bewehrung aus Normalkraft N_{Ed} und $M_{Eds,lim}$ ergibt sich mit der temperaturreduzierten Stahlfestigkeit $f_{sd,fin}(\Theta)$ zu:

$erf\ A_{s1} = \frac{1}{f_{sd,fin}(\Theta)}(\frac{M_{Eds,lim}}{z} + N_{Ed}) = \frac{1}{37.25} * (\frac{373.14*100}{31.8} - 800.8) = 9.9\ cm^2$

Mit der vorhandenen Bewehrung von $A_{s1} = 15.39\ cm^2$ kann die Dehnungsverteilung erzeugt werden.

Tragfähigkeit der Druckbewehrung M_{u2} mit dem Reststahlquerschnitt A_{s2}

Der restliche Stahlquerschnitt A_{s2} der nicht für den Widerstandsanteil $M_{u1} = M_{Eds,lim}$ angerechnet wurde, kann jetzt mit der Druckbewehrung ein zusätzliches Kräftegleichgewicht erzeugen. Das zugehörige Moment entspricht dem Widerstandmoment M_{u2}.

$A_{s2} = 15.39 - 9.9 = 5.49\ cm^2$

Daraus folgt die Stahlzugkraft $F_{s2} = 5.49 * 37.25 = 204.5\ KN$. Mit dem Hebelarm $z' = 27$ cm zwischen beiden Bewehrungslagen folgt daraus das Moment:

$M_{u2} = 204.5 * 27/100 = 55.22\ KNm$

Es ist allerdings noch zu prüfen, ob die Stahlzugkraft auch von der oberen Bewehrung aufgenommen werden kann, dies geschieht über Ermittlung der erforderlichen Druckbewehrungsquerschnittsfläche:

$erf\ A_{s'} = \frac{F_{s2}}{f_{scd,fi}(20)} = \frac{204.5}{50} = 4.09\ cm^2$

Es ist also genügend Druckbewehrung vorhanden.

Nachweis

Mit der hier angenommenen Dehnungsverteilung ergibt sich der Tragwiderstand zu:

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} = 373.14 + 55.22 = 428.36\ KNm$$

Es ist jedoch zu beachten, dass dies dem auf die Bewehrungslage bezogenen Widerstand entspricht. Auf die Schwerachse des Querschnitts bezogen, ergibt sich daraus folgender Biegewiderstand:

$$M_{u'} = 428.36 - 808.8 * 0.148 = 308.65\ KNm$$

Die Einwirkungen auf den Querschnitt setzen sich aus den direkten Lasten und den indirekten Temperaturlasten zusammen. Die Schnittgrößen aus den direkten Lasten ergeben sich zu:

$$E_{d,fi} = 0.7 * 184.3 = 129.01 KNm$$

Das Problem besteht darin, dass für die Berechnung von Teiltragwerken gemäß Norm die Wirkung der thermischen Dehnung und Verformung zu berücksichtigen ist. Das Teilsystem

ist entsprechend der thermischen Dehnungen und Verformungen aus dem Gesamtsystem herauszulösen, so dass die Auflagerbedingungen und Interaktionen mit anderen Teilen des Tragwerks abgeschätzt werden können. Für das hochgradig statisch unbestimmte System des Tübbingrings ist diese Abschätzung nicht trivial. Vor allem ist dieses Vorgehen problematisch, da für die Abschätzung der indirekten Schnittgrößen aus dem Lastfall Brand eigentlich mit rechnerischen Mittelwerten der Materialfestigkeit und Elastizität gerechnet werden müsste. In der Norm sind zu dieser Problematik allerdings keine Aussagen getroffen worden.

Auf der sicheren Seite liegt sicher die Vorgehensweise, anhand des äquivalenten linearen Gradienten für die entsprechende Brandgaskurve indirekte Schnittgrößen für einen beidseitig eingespannten Stab zu ermitteln. Allerdings müssten dann in die Berechnung auch die rechnerischen Mittelwerte der Elastizitätsmoduli E_{cm} eingehen. Für einen C 35/45 ist gemäß DIN 1045-1 ein E-Modul von $E_{cm} = 33300\ N/mm^2$ anzusetzen. Bei uns würden mit einer EBA-Krve bei einem $\Delta t = 217.27^o$ C daraus folgende Schnittgrößen resultieren:

$$E_{d,t} = \frac{217.27*3330*100*36.5^3*10^-5}{12*36.5} = 80324KNcm = 803KNm$$

Der Nachweis gelingt demnach nicht:

$$E_d = 803 + 129.01 = 932.01 > R_d = 308.65$$

Ein anderer Ansatz besteht darin, die Temperaturänderungen als Gradient und gleichmäßige Erwärmung auf das System aufzubringen und die daraus resultierenden Schnittgrößen mit den Schnittgrößen aus dem Lastfall 1 zu superponieren. Auch hier müssen dann allerdings die Mittelwerte der Festigkeiten und Steifigkeiten bei der Berechnung der Zwangsschnittgrößen eingesetzt werden. Problematisch ist allerdings, dass neben Biegemomenten auch Normalkräfte aus dem Lastfall Temperatur im System resultieren, die eigentlich in die Ermittlung des Tragwiderstandes mit einfließen müssten. Dadurch würde sich das Moment M_{Eds} erhöhen. Auf der anderen Seite wirkt sich eine Drucknormalkraft günstig auf die erforderliche Bewehrungsquerschnittsfläche aus.

Werden die Temperaturbelastungen auf das System angesetzt, ergibt sich daraus das maximale Biegemoment für den Lastfall Brand zu:

$$M_{Temp} = 270.7\ KNm$$

Auch hiermit kann der Nachweis nicht erfolgen.

$$E_d = 270.7 + 129.01 = 399.71 > R_d = 308.65$$

Es kann auch in umgekehrter Reihenfolge vorgegangen werden. Aus der Kombination von direkten Lasten und Temperatur können die Schnittgrößen am System berechnet werden, um damit die erforderliche Bewehrung mit dem hier beschriebenen Verfahren zu ermitteln. Leider ist eine pauschale Aussage nicht möglich, welcher Ansatz bezüglich der Teilsicherheitsbeiwerte auf der sichren Seite liegt. Einerseits verwendet EC 2 die Bemessungsschnittgrößen aus der Grundkombination für die direkten Lasten, andererseits könnten charakteristische Materialfes-

tigkeiten höhere Zwangsschnittgrößen zur Folge haben. Welcher Fall maßgebend wird hängt von den Verhältnissen der direkten zu den indirekten Lasten ab. Da hier der Anteil der Zwangsschnittgrößen sehr groß ist, wurde der Ansatz verfolgt, die Lasten γ_G und γ_Q-fach zu erhöhen, aber gleichzeitig die Materialsicherheitsbeiwerte mit $\gamma_m = 1.0$ zur Reduktion der Festigkeiten und Steifigkeiten auf charakteristischem Niveau zu belassen.

Alle Lasten werden kombiniert auf das System aufgebracht, daraus resultiert folgendes Biegemoment und zugehörige Normalkraft:

$M = 331.8\ KNm$
$N = -834.9KN$

Ermittlung der erforderlichen Bewehrung

Das Biegemoment auf Bewehrungshöhe ist demnach gleich:

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed}\ z_{cs,1} = 331.8 - (-834.9) * 0.148 = 455.36$$

Das Biegemoment M_{Ed} kann beliebig in die Anteile $M_{Eds,lim}$ und ΔM_{Ed} aufgeteilt werden. Günstig ist im Allgemeinen eine Aufteilung, so dass der Wert μ_{Eds} zwischen 0.095 und 0.296 liegt.

Hier wurde gewählt:

$M_{Eds,lim} = 390\ KNm$

$\mu_{Eds} = \frac{390*100}{100*33.5^2*3.5} = 0.993$

Die Werte zur Bestimmung der Druckzonenhöhe und des inneren Hebelarms werden abgelesen zu:

$\zeta = z/d = 0.95$
$\xi = x/d = 0.11$

Die Stahldehnung beträgt gemäß Diagramm 23 ‰, die Betonstauchung -3.5 ‰.
Die erforderliche Bewehrung ergibt sich demnach zu:
Zugbewehrung:

$$erf\ A_{s1} = \frac{1}{37.25} * (\frac{390 * 100}{0.95 * 33.5} + \frac{(455.36 - 390) * 100}{27} + (-834.9)) = 16.98\ cm^2$$

Druckbewehrung:

$$erf\ A_{s2} = \frac{1}{50} * (\frac{65.36 * 100}{27}) = 4.84\ cm^2$$

Was hierbei allerdings vernachlässigt wird, ist die Tatsache, dass das Diagramm für Festigkeiten und Verformungseigenschaften unter Normaltemperatur gilt. Ein Blick auf die Tabelle mit den Hauptparametern der Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betonstahls gemäß EC 2 zeigt, dass der E-Modul für Temperaturen von 354.6^o Celsius gerade noch rund 64 Prozent beträgt, und die Stahldehnung somit mehr als 25 ‰betragen würde.

7.4.7 Bewertung der Ergebnisse

Die Berechnungen haben gezeigt, dass dieses vereinfachte Rechenverfahren für die Berechnung am Stabzugmodell im Tunnelbau nur eingeschränkt zur Anwendung kommen kann, da die Zwangsschnittgrößen aus der Temperaturbeanspruchung aufgrund der hohen statischen Unbestimmtheit nicht abgeschätzt werden können. Eine zutreffende Bestimmung des Tragwiderstandes mithilfe des Bemessungsdiagramms wäre dann möglich, sofern auch die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen im Hochtemperaturbereich erfasst wären. Da dies nicht der Fall ist, liefert eine Berechnung anhand des Bemessungsdiagramms keine wahrheitsgetreuen Aussagen zur Dehnungsverteilung und damit dem Tragwiderstand der Konstruktion. Die Anwendung des Diagramms ist also nach Ansicht des Autors für die Ermittlung des Tragwiderstandes nicht zulässig, und müsste zuerst auf die temperaturabhängigen Materialwerte geeicht werden.

7.5 Allgemeine Heißbemessung nach DIN V ENV 1992-1-2

Im folgenden Abschnitt soll eine allgemeine Heißbemessung im Sinne des Eurocodes DIN V ENV 1992-1-2 als sogenannte Ganztragwerksberechnung durchführt werden. Die Anforderungen sind nach Abschnitt 2.4.4 EC 2 geregelt. So heißt es wörtlich:

Die Gesamttragwerksberechnung für den Brandfall muss die bei Brandbeanspruchung maßgebende Versagensart, die temperaturabhängigen Materialeigenschaften einschließlich der Steifigkeiten sowie Wirkungen der thermischen Dehnungen und Verformungen (indirekte Brandeinwirkungen) erfassen.

Damit muss eine Ganztragwerksberechnung folgende Dinge leisten:

- Erfassung der temperaturabhängigen Materialeigenschaften und Steifigkeiten
- Erfassung der thermischen Dehnungen und Verformungen
- Erfassung der maßgebenden Versagensart, und damit verbunden maßgebender Zeitpunkt der Bemessung

Die thermo-mechanischen Zusammenhänge bei der allgemeinen Heißbemessung sind also äußerst komplex, da sich die Schnittgrößen aus direkter Last und Eigenlast mit jedem Zeitschritt infolge der Änderung der Materialeigenschaften ändern. Durch Abfall der Festigkeiten und Steifigkeiten werden die direkten Schnittgrößen umgelagert. Hinzu kommen dann noch die indirekten Schnittgrößen aus thermischer Dehnung und Verformung. Die entsprechend der Systemsteifigkeit anzusetzen sind.

Beide Einwirkungen arbeiten quasi in entgegengesetzte Richtung, da die Zwangsschnittgrößen mit abfallender Globalsteifigkeit ebenfalls kleiner werden, sich aber gleichzeitig die Sicherheit gegen Versagen aus direkten Lasten verringert. Daher wurde in Kapitel 5.8.2 auf nichtlineare Verfahren zur Schnittgrößenermittlung und Nachweisführung hingewiesen. Das Verfahren ist sowohl in DIN 1045-1 als auch DIN EN 1992-1-1 verankert.

7.5.1 Grundzüge nichtlinearer Verfahren

Bei nichtlinearen Verfahren wird die nichtlineare Spannungs-Dehnung Beziehung der Werkstoffe berücksichtigt. Wohingegen lineare Verfahren mit reduzierten Materialfestigkeiten rechnen, und eine lineare Spannungs-Dehnungsbeziehung ansetzen. Der E-Modul wird als Sekante der Spannungs-Dehnungs-Kurve gebildet. Dies geschieht, indem vom Ursprung eine Sekante zu einem Punkt auf der nichtlinearen Kurve gebildet wird, der das Gebrauchslastniveau am System wiederspiegelt.

Bei nichtlinearen Verfahren hingegen, werden Formänderungen und Schnittgrößen aus dem wirklichen Verlauf der Spannungs-Dehnungsbeziehung der Werkstoffe Beton und Stahl ermittelt. Um das Tragverhalten richtig einzuschätzen, werden die rechnerischen Mittelwerte der Materialfestigkeiten und damit Steifigkeiten verwendet. Die Teilsicherheitsbeiwerte für die Materialfestigkeiten sind in DIN 1045-1 geregelt. Es ist dabei mit einem einheitlichen Teilsicherheitsbeiwert für Stahl und Beton zu rechnen.

Bemessungssituation	Teilsicherheitsbeiwert
Grund	$\gamma_R = 1.3$
außergewöhnlich	$\gamma_R = 1.1$

Alle Lasten sind hingegen gemäß ihrer Teilsicherheitsbeiwerte zu erhöhen. Für den hier vorliegenden außergewöhnlichen Bemessungsfall bedeutet dies:

Last	Teilsicherheitsbeiwert
ständig	$\gamma_{GA} = 1.0$
veränderlich	$\gamma_{QA} = 1.0$

Die Bemessungswerte bei außergewöhnlicher Bemessungssituation sind nach folgender Gleichung zu bilden:

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{GA,j} G_{k,j} \oplus A_d \oplus \psi_{1,1} Q_{k,1} \oplus \Sigma_{i\,1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \tag{7.10}$$

Sicherheitsniveau

Im Allgemeinen kann argumentiert werden, dass bei einer Bemessung auf Basis der Grundkombination mit Reduktion von Materialfestigkeiten und Steifigkeiten bei gleichzeitiger Erhöhung der direkten Einwirkungen die Versagenswahrscheinlichkeit zunimmt. Ein auf Basis dieser Werte geführter Nachweis liegt also in den meisten Fällen auf der sicheren Seite. Bei einem übermäßigen Einfluss der indirekten Schnittgrößen aus Zwang wie bei Brandbeanspruchung gegeben ist, ist diese Aussage jedoch pauschal nicht zu verifizieren. Hier führt eine Abminderung der Materialsteifigkeiten meist sogar zu einer Reduktion der Sicherheit, oder es kann nicht einmal eine pauschale Aussage getroffen werden. Bei übermäßigen indirekten Lasten liegt jedoch meist eine Berechnung nach außergewöhnlicher Kombination auf der sicheren Seite. Daher ist es sinnvoll, dass die Steifigkeiten und Festigkeiten nur mit $\gamma_R = 1.1$ abgemindert werden, und die Lasten auf charakteristischem Niveau eingegeben werden.

temperaturabhängige Materialfestigkeiten und -steifigkeiten

Wie in der Norm gefordert wird, sind die temperaturabhängigen Materialfestigkeiten und Materialsteifigkeiten in der statischen Berechnung zu berücksichtigen. Da aber zunächst unbekannt ist, zu welchem Zeitpunkt über Dauer des Brandereignisses das Versagen eintritt, müsste zu jeder Zeit in jeder Schicht zugehörig zur herrschenden Temperatur die entsprechenden Materialeigenschaften berechnet werden. In Verbindung mit der Wirkung der indirekten Brandeinwirkungen wäre damit ein Ebenbleiben des Querschnitts streng genommen nicht mehr gegeben. Auch in Hinsicht auf die Berechnung ergeben sich daraus gewisse Probleme, da der Querschnitt bei Stabwerksberechnungen durch ein homogenes Material beschrieben wird. Sofern also unterschiedliche Temperaturen angesetzt werden sollen, muss das System als FEM-Struktur eingegeben werden.

Auf diese komplexen Zusammenhänge soll hier teilweise nicht eingegangen werden. In Bezug auf die Ermittlung der indirekten Einwirkungen infolge Temperaturdehnung und -verformung wird der Einfluss der Materialsteifigkeiten allerdings berücksichtigt. Es werden die äquivalenten

linearen Gradienten in der Berechnung auf das Tragwerk angesetzt. Diese wurden in Anlehnung an den Anhang D nach DIN V ENV 1992-1-2 ermittelt. Hierbei fließt der temperaturabhängige E-Modul ein, somit ist hier der Temperaturabhängigkeit Rechnung getragen worden. Allerdings wirkt sich dies günstig auf die Größe der Zwangsschnittgrößen aus, da die Steifigkeit reduziert wird. Eine ausführliche Beschreibung der Zusammenhänge liefert das Kapitel 6.2.2.

Der Stahl sollte ebenfalls mit seinen temperaturabhängigen Materialwerten in die Berechnung eingehen. Dazu wird die Temperatur der Bewehrung ermittelt, wie bereit in den vorigen Kapiteln geschehen ist. Allerdings gilt dies in der Regel nur für die untere Bewehrungslage. Die obere Bewehrung kann als unbelastet angesehen werden. Anhand der Temperatur kann anschließend die Festigkeit und Steifigkeit des Werkstoffes Stahls nach den Angaben in EC 2 abgemindert werden. In unserem Fall liegt die Temperatur der Bewehrung bei rund 354.6^o Celsius.

Die Änderung der Betonfestigkeit und Steifigkeit kann aufgrund der beschriebenen Probleme bei der Modellierung nach Ansicht des Autors vernachlässigt werden. Würde die Festigkeit bei der Berechnung abgemindert werden, zum Beispiel in Form einer mittleren Festigkeit und Steifigkeit über den gesamten Querschnitt, so wäre dies zwar in Hinsicht auf die direkten Schnittgrößen eine Erhöhung der Sicherheit. Allerdings würden als Folge dieses Vorgehens die indirekten Schnittgrößen geringer ausfallen, wobei in diese bereits die temperaturabhängige Steifigkeit eingegangen ist. Sofern also die Temperaturschnittgrößen maßgebend werden, dürfte dieses Vorgehen der Vernachlässigung der temperaturabhängigen Betonfestigkeiten auf der sicheren Seite liegen.

maßgebender Versagensmechanismus, Versagenszeitpunkt

Wie bereits erwähnt wurde, kann pauschal keine Aussage getroffen werden, welcher Zeitpunkt schließlich für die Bemessung maßgebend wird. Denkbar wäre sowohl der Zeitpunkt der maximalen Temperaturbeanspruchung, wobei hier streng genommen zwei Lastfälle mit maximaler Temperaturdehnung und maximaler Temperaturverkrümmung zu untersuchen wären, als auch ein früherer oder späterer Zeitpunkt, bei dem der Einfluss der direkten Schnittgrößen maßgeblich wird. Wobei hier dann der Festigkeitsabfall des Betons zu berücksichtigen wäre.

Aufgrund der Vorbetrachtungen kann im System des gebetteten Stabzuges davon ausgegangen werden, dass die maximale Verkrümmung infolge Temperatur den maßgebenden Lastfall darstellt. In Kapitel 6.4 zeigte sich der übermäßige Einfluss der Temperaturbeanspruchung auf die Schnittgrößen, sofern eine Temperatur-Zeit-Kurve nach EBA oder RABT verwendet wird.

Sofern deutlich geringere Temperaturen angesetzt werden, kann eine derartige Aussage nicht pauschal getroffen werden.

Ermittlung der Steifigkeiten

Im folgenden Abschnitt soll kurz auf die Ermittlung der Steifigkeiten bei nichtlinearen Berechnungen eingegangen werden, wie sie bei Sofistik durchgeführt werden. Sie sind die Grundlage der nichtlinearen Schnittgrößen- und Verformungsermittlung. Nach jedem Rechenschritt der Iteration muss zur Laststufe die Steifigkeit der Teilquerschnitte angepasst werden, um die Berechnung

von neuem zu starten, solange bis sich ein Gleichgewicht einstellt. Dieses Vorgehen begründet die im Allgemeinen hohe Anzahl der Iterationsschritte bei nichtlinearen Berechnungen. Es gibt mehrere Möglichkeiten der Steifigkeitsanpassung, im Zuge der Berechnungen in dieser Arbeit wurde das Verfahren der Steifigkeit bei gleicher Krümmung verwendet. Das Verfahren stellt sich wie folgt dar:

1. die alten Krümmungen werden beibehalten; die axiale Dehnung wird solange verändert, bis innere und äußere N-Kraft übereinstimmen
2. aus den inneren Momenten M_y und M_z und den alten Krümmungen ergeben sich dann die neuen Steifigkeiten

Abbildung 7.17 ist dem Handbuch zu Sofistik [SOF] entnommen und verdeutlicht das Vorgehen.

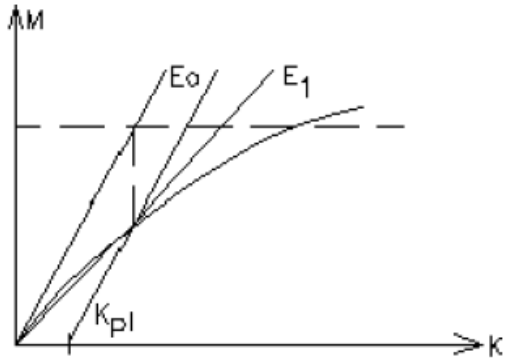


Abbildung 7.17: Update der Steifigkeiten bei der nichtlinearen Berechnung

Nachweise

Sofern die nichtlineare Schnittgrößenermittlung auch als Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit verwendet werden soll, sind folgende Nachweise zu führen:

kritische Stahldehnung	$\varepsilon_s \leq \varepsilon_{su} = 0.025$
kritische Betondehnung	$\varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}$ nach Tabelle 9/10 (i.d.R. 0.0035)
Gleichgewicht	kritischer Zustand des indifferenten Gleichgewichts wird nicht erreicht

Die Erzeugung eines Gleichgewichts wird in der Programmsoftware durch Minimierung der Restkräfte erreicht. Erst wenn diese einen Grenzwert erreichen, meldet Sofistik eine erfolgreiche Iteration. Anschließend wären dann noch die Dehnungen zu prüfen. In Sofistik gibt es allerdings auch die Möglichkeit, die zulässigen Stahldehnungen und Betonstauchungen von vorneherein bei der Ermittlung der Schnittgrößen zu berücksichtigen und zu begrenzen, darauf wurde hier zurückgegriffen.

maximale Stahldehnung	25 ‰
max. Betonstauchung	-3.5 ‰

7.5.2 Iterationsprobleme

Die Ermittlung der nichtlinearen Schnittgrößen ist mit einer Vielzahl von nötigen Iterationsschritten verbunden. Es ist festzustellen, dass bei komplexen Systemen, wie dem des Stabzuges, häufig numerische Probleme bei der Ermittlung eines stabilen Gleichgewichts auftreten. In Kapitel 6.4.6 wurde bereits ein Auszug einer nichtlinearen Berechnung wiedergegeben und kritisch hinterfragt. Mit den Abbildungen 7.18 und 7.19 sind Ergebnissausdrucke der nichtlinearen Berechnung exemplarisch für einen Ring aufgeführt. Sofistik meldete nur beiläufig, dass wegen Energiekonvergenz die Berechnung abgebrochen wurde. Ein Blick auf die Ergebnisse zeigt aber, dass in Wirklichkeit kein stabiles Gleichgewicht gefunden wurde.

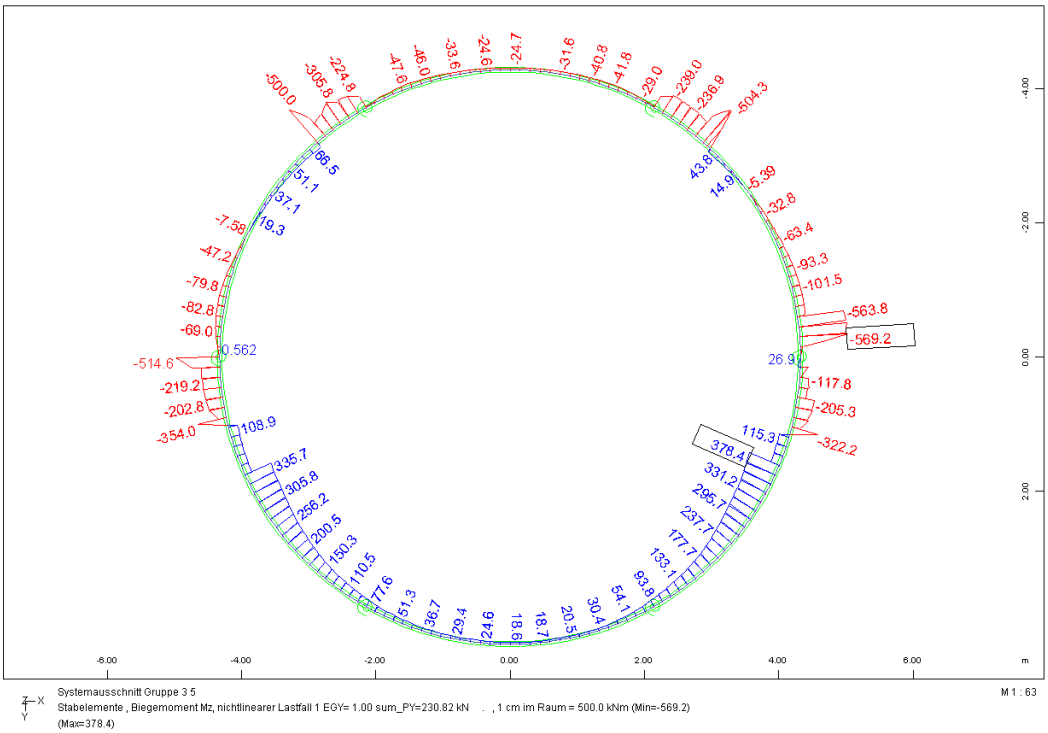


Abbildung 7.18: Ergebnisse nichtlinearer Berechnung ohne Gleichgewicht

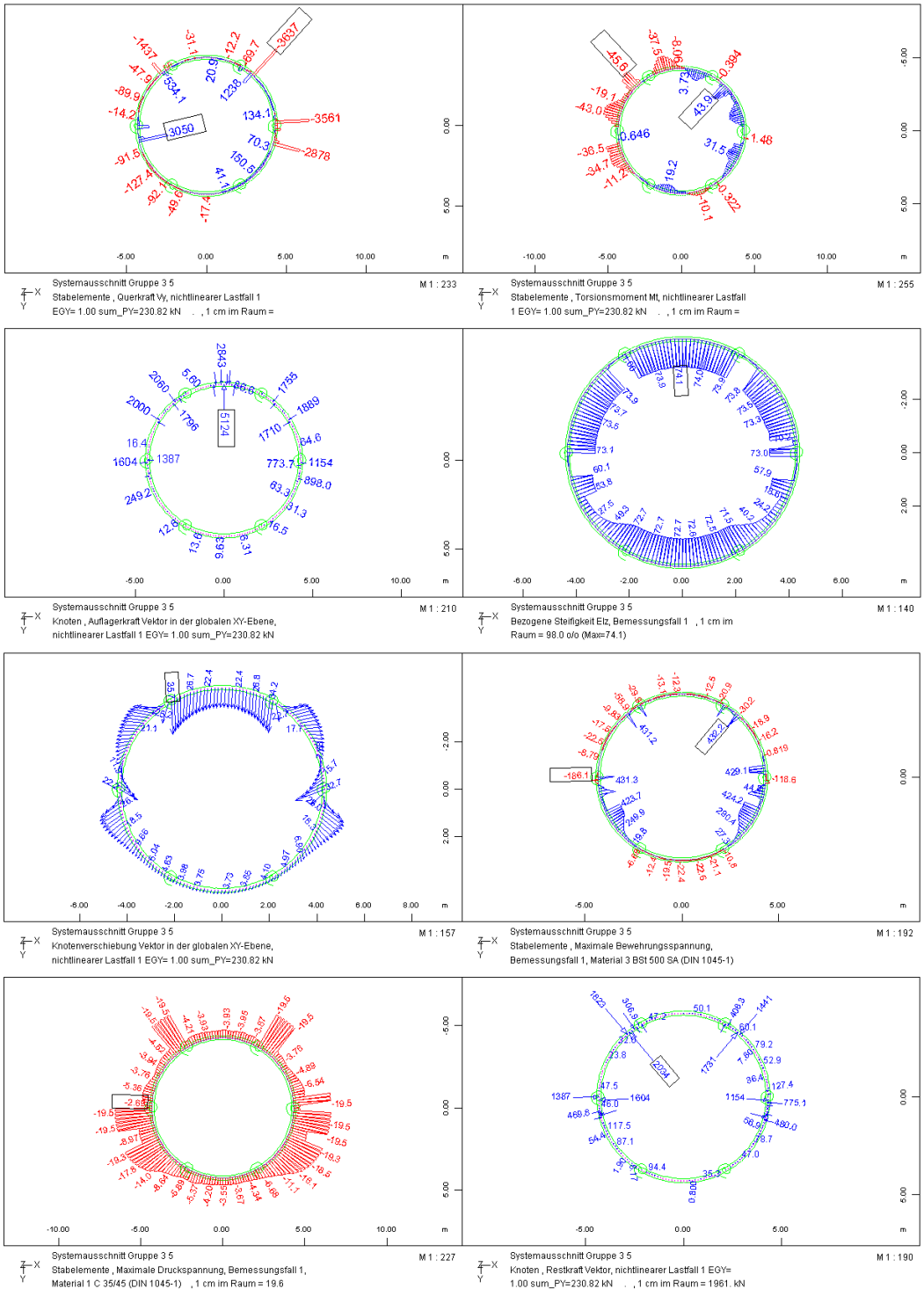


Abbildung 7.19: Ergebnisse nichtlinearer Berechnung ohne Gleichgewicht

Es ist deutlich zu erkennen, dass die Steifigkeit einiger Querschnittsteile praktisch gegen Null geht, und der komplette Firstbereich seine Kräfte nicht mehr auf die restliche Konstruktion abgeben kann, sondern vielmehr versagt. Besonders schön zeigt dies der Vergleich der Steifigkeiten und Verformungen.

Auf der Suche nach dem Problem, stößt man auf den Einfluss der Normalkräfte bei diesem

Verfahren. Bei hohen Normalkräften wird ein Gleichgewicht nur schwer gefunden, da bei Stahlbetonbauteilen im Schwerpunkt des Nettoquerschnitts auch bei hohen Druckkräften eine positive Dehnung auftreten kann. Sofern also eine unsymmetrische Bewehrung vorliegt und der Schwerpunkt nicht mehr mit dem des Nettoquerschnitts übereinstimmt, kann es zu numerischen Problemen kommen, da eine negative Sekantensteifigkeit ermittelt wird. Es empfiehlt sich daher dringend, vor der numerischen Berechnung den ideellen Querschnitt aus der vorgegebenen Bewehrung zu ermitteln. Dies ist mit Sofistik problemlos möglich.

7.5.3 Ergebnisse der allg. Bemessung am betrachteten Querschnitt

Nachdem alle obigen Punkte abgearbeitet wurden und in die Berechnung eingebracht wurden, erfolgt die nichtlineare Berechnung, die in unserem Falle ein stabiles Gleichgewicht unter Wahrung der kritischen Dehnungen erzeugen muss. Die Schnittgrößen beider Ringe aus der nichtlinearen Berechnung sind in den Abbildungen 7.20 und 7.21 dargestellt. Anschließend sind auch die Berechnungsergebnisse bezüglich Bettung, Verformung, Steifigkeit und Restkräfte aufgeführt.

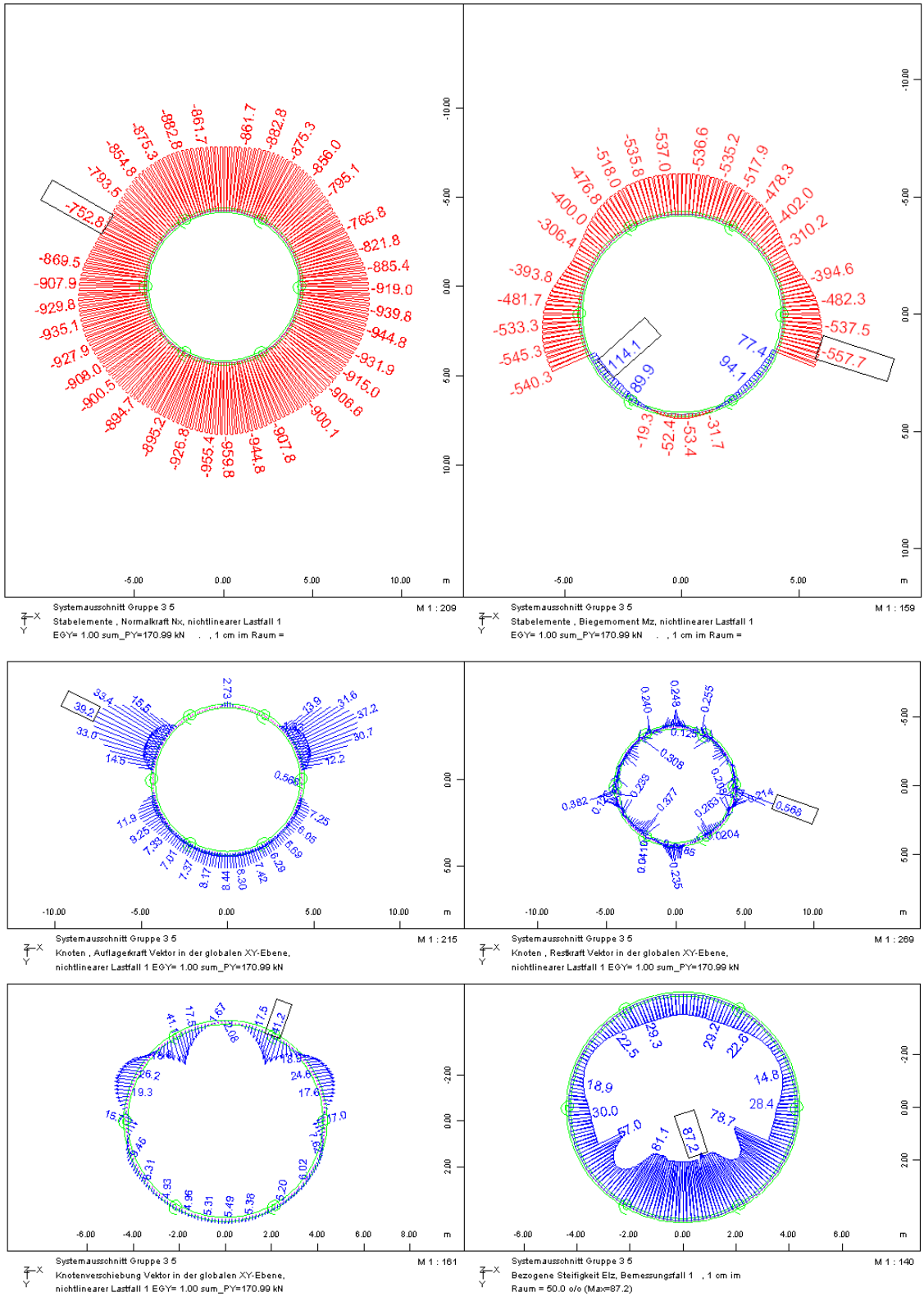


Abbildung 7.20: Ergebnisse und Schnittgrößen der nichtlinearer Berechnung Ring 1

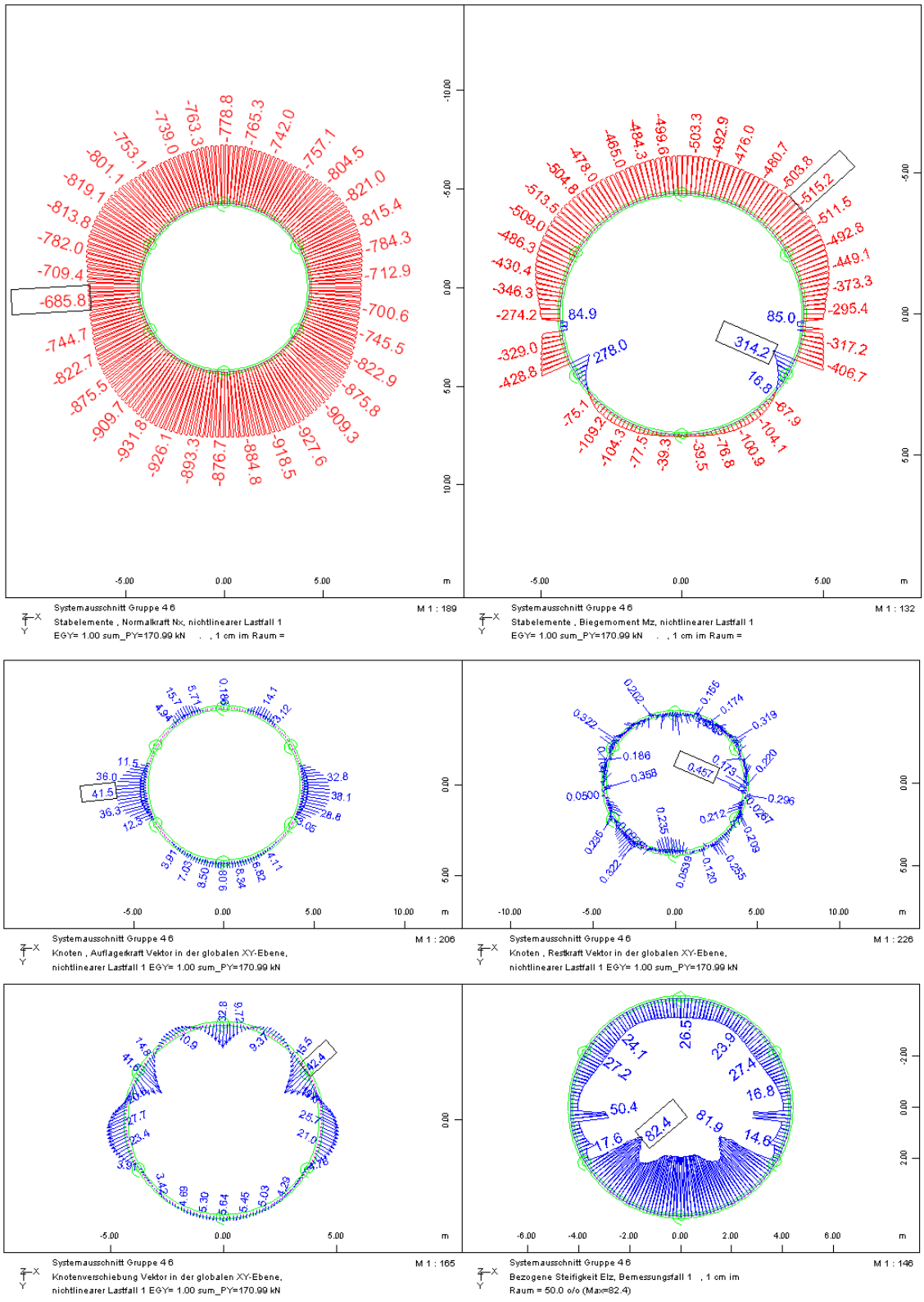


Abbildung 7.21: Ergebnisse und Schnittgrößen der nichtlinearer Berechnung Ring 2

Es zeigt sich, dass im temperaturbelasteten Bereich der Konstruktion der Abfall der Steifigkeit die Schnittgrößen stark beeinflusst. Allerdings kann ein Gleichgewicht nur unter Anpassung

der Längsbewehrungen gefunden werden. Die erforderlichen Bewehrungsquerschnitte gemäß der nichtlinearen Berechnung sind in Abbildung 7.22 dargestellt. Das linke Bild zeigt dabei die erforderliche untere Bewehrung, das rechte die erforderliche obere Bewehrung. Die Größe der erforderlichen Bewehrungsquerschnitte von bis zu 47 cm^2 zeigt schnell, dass eine derartige Bewehrung nicht im Querschnitt untergebracht werden kann. Somit kann formuliert werden, dass der Querschnitt dieser Art nicht wirtschaftlich für den Lastfall Brand zu bemessen ist. Vor allem wird der gravierende Unterschied bezüglich der erforderlichen Bewehrung im Zuge der vereinfachten Berechnung nach Kapitel 7.4 deutlich. Daher sollte das dort beschriebene Verfahren kritisch hinterfragt werden.

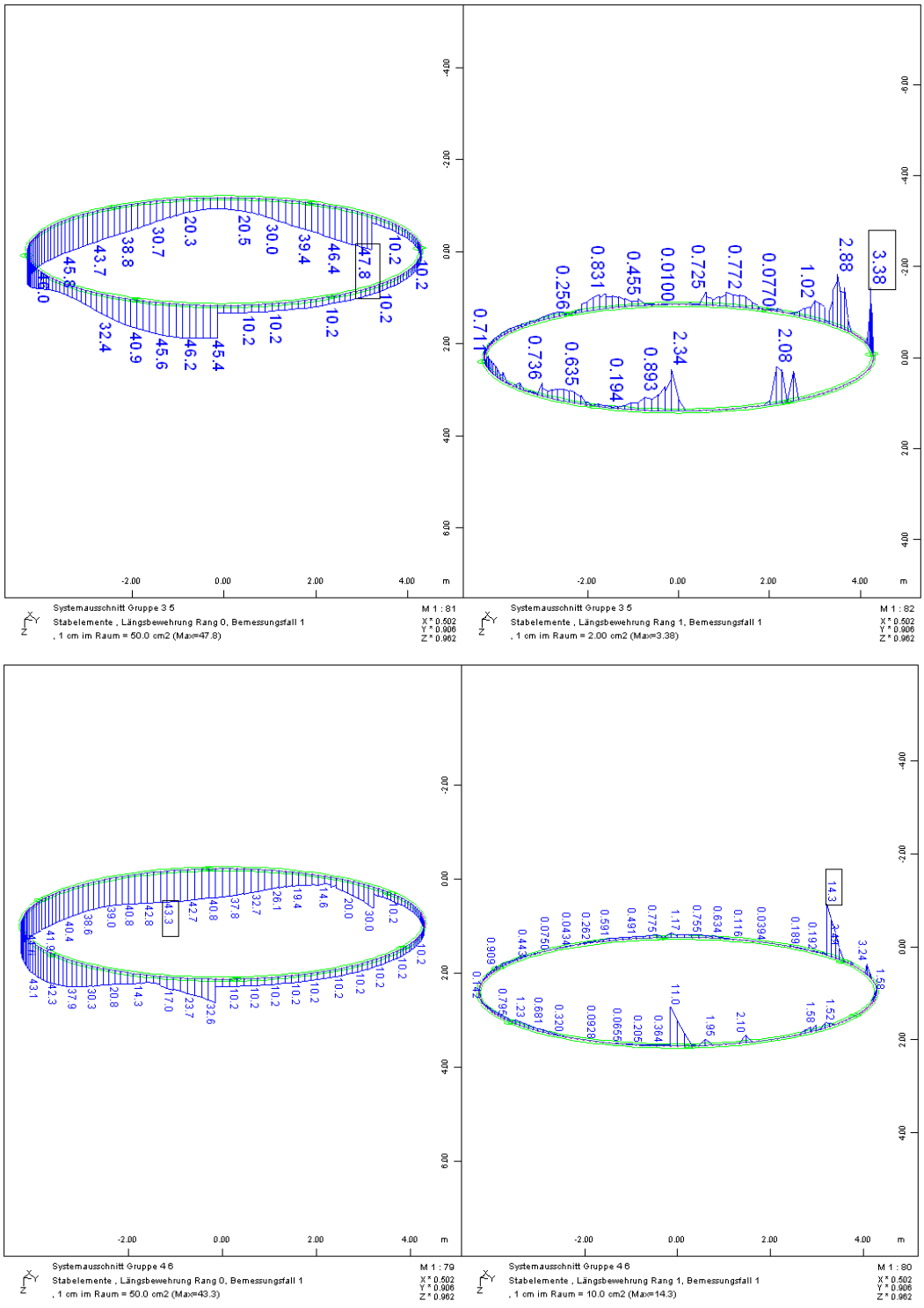


Abbildung 7.22: erforderliche Bewehrungsquerschnitte nach allg. Bemessung

Steuerung des Iterationsverfahrens

Da die numerische Berechnung unter Anpassung der Steifigkeiten sehr anfällig auf die Veränderung der Iterationsparameter reagiert, sollte die Sensibilität der Rechnung auf die Wahl des Itera-

tionsverfahrens überprüft werden. Sofistik erlaubt die Wahl verschiedener Verfahren, wie auch die Steuerung der Iterationsschritte. So besteht zum Beispiel die Möglichkeit, den Abfall der Steifigkeit zwischen zwei Iterationsschritten bei nichtlinearen Berechnungen zu begrenzen. Mitunter kann dieses Vorgehen die Ermittlung eines stabilen Gleichgewichts erleichtern. Darum wurde hier für die oben beschriebene Berechnung eine Anpassung des Iterationsverfahrens vorgenommen. Das Ergebnis der Anpassung war eine etwas günstigere Bemessungssituation des Querschnitts. Die Schnittgrößen konnten etwas minimiert werden, was zu einer Reduktion der erforderlichen Bewehrung führte. Allerdings zeigt sich bei Betrachtung der Berechnungsergebnisse, dass weiterhin gewisse numerische Fehler vorhanden sind, was sich beispielsweise in großen singulären Querkräften und markanten Steifigkeitssprüngen wiederspiegelt. Die Abbildungen 7.23, 7.24, 7.25und 7.26 zeigen die Ergebnisse der Berechnung samt erforderlicher Bewehrung. Die maximale erforderliche Längsbewehrung würde immerhin um 26 % auf 34.6 cm^2 absinken.

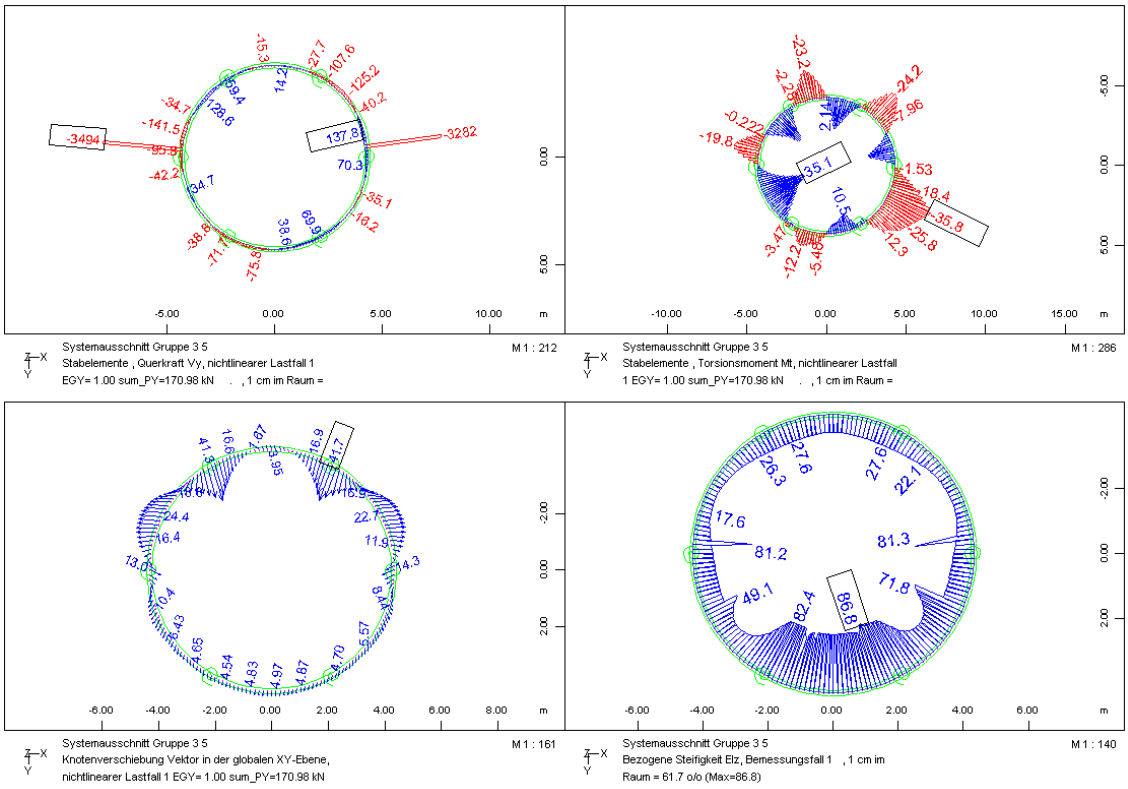


Abbildung 7.23: Schnittgrößen der angepassten nichtlinearer Berechnung Ring 1

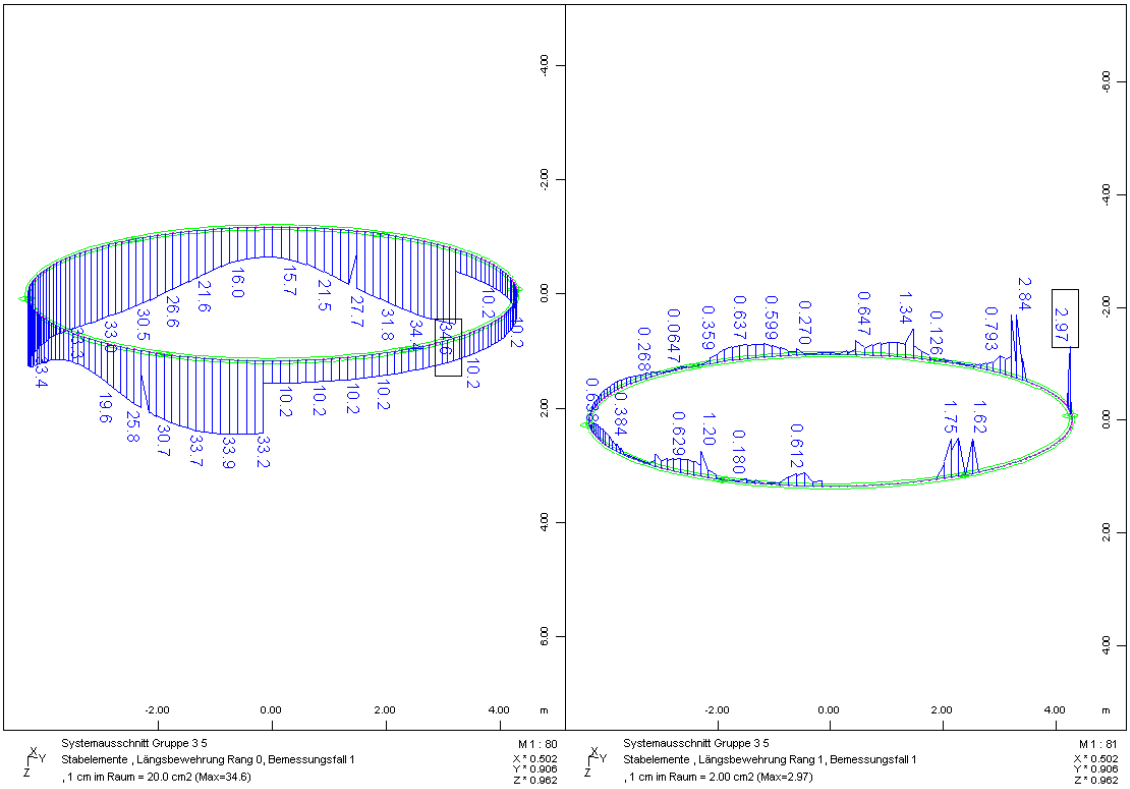


Abbildung 7.24: erf. Bewehrung Ring 1

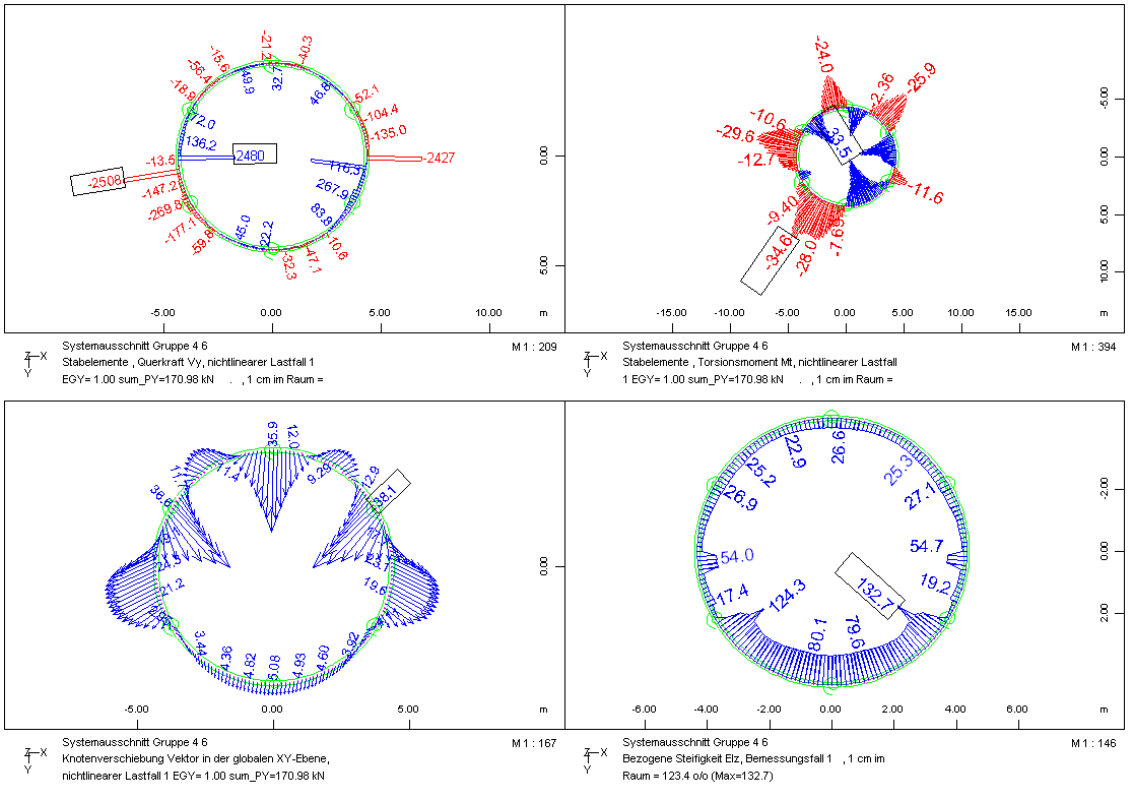


Abbildung 7.25: Schnittgrößen der angepassten nichtlinearer Berechnung Ring 2

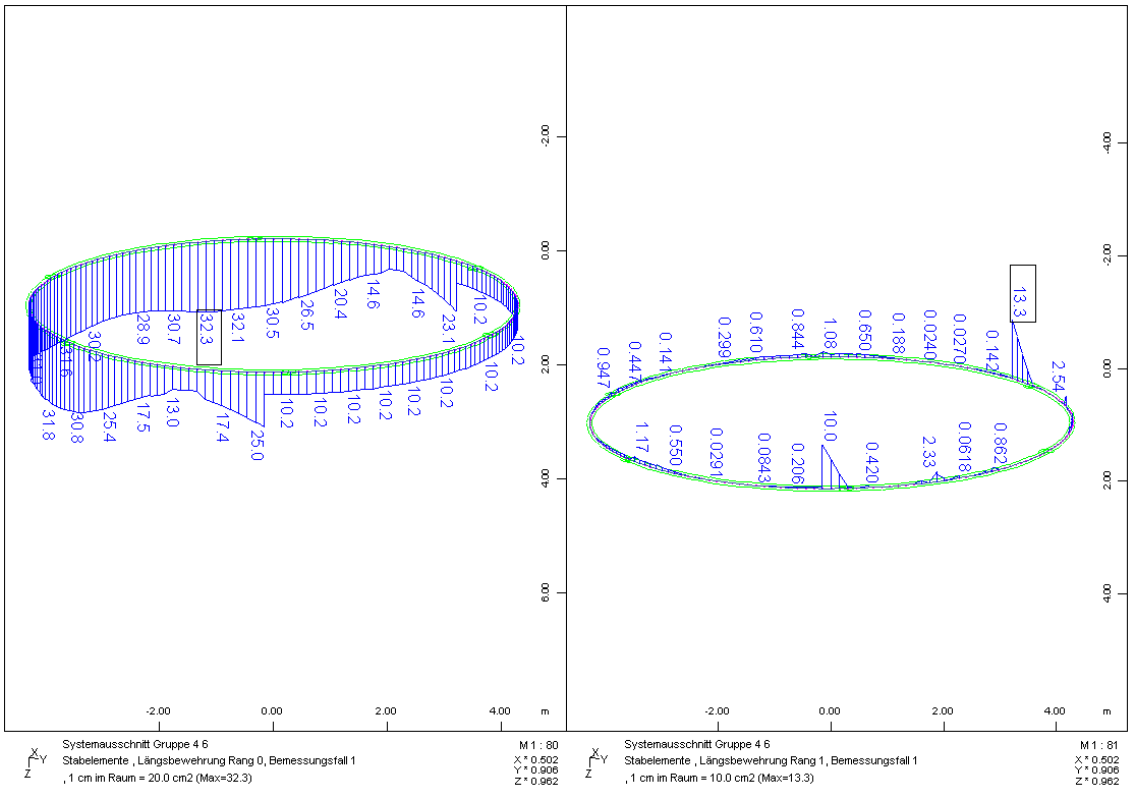


Abbildung 7.26: erf. Bewehrung Ring 2

7.5.4 Ertüchtigung der Konstruktion und Nachweisführung

Da die ermittelten Bewehrungsquerschnitte für die Konstruktion der Tübbinge völlig unrealistisch und unwirtschaftlich sind, soll an dieser Stelle die Konstruktion durch ein Brandschutzsystem ertüchtigt werden, so dass die Nachweisführung letztlich gelingen kann. Dazu wurde ein Brandschutzsystem aus Brandschutzplatten Promatect H der Firma Promat untersucht. Die Plattenstärke wurde mit 12 mm angesetzt. Selbes Brandschutzsystem wurde bereits betrachtet, um den konstruktiven Anforderungen nach ZTV-ING zu genügen, die darin bestanden, die Bewehrungstemperatur unter 300^o zu halten. Im Folgenden soll darüber hinaus mit der sich damit ergebenden Querschnittstemperatur der statische Nachweis geführt werden.

Ergebnisse mit Promatect Brandschutzsystem

Aus der numerischen Berechnung wurde analog der Ermittlung der äquivalenten Temperaturprofile für die EBA- und RABT-Kurven auch unter Wirkung der Brandschutzplatten ein äquivalentes lineares Temperaturprofil ermittelt, dass durch folgende Werte definiert ist:

gleichm. Erwärmung T_m	17.09^o C
lin. Gradient Δt	64.24^o C

Die maximale Krümmung wird dabei nach 136 min erreicht. In Bezug auf die maximale Temperaturdehnung ist das Maximum nach 170 min noch nicht erreicht. Dieser LF wird allerdings nicht maßgebend.

Die Temperatur auf Höhe der Bewehrung ergibt sich zu rund 71^o Celsius. Damit ist gemäß EC 2 weder eine Anpassung der Steifigkeit noch der Festigkeit notwendig. Die folgenden Abbildungen 7.27 und 7.28 geben einen Überblick über die Schnittgrößen im System und die wichtigsten Berechnungsergebnisse wie Verformung und Steifigkeiten für beide Ringe.

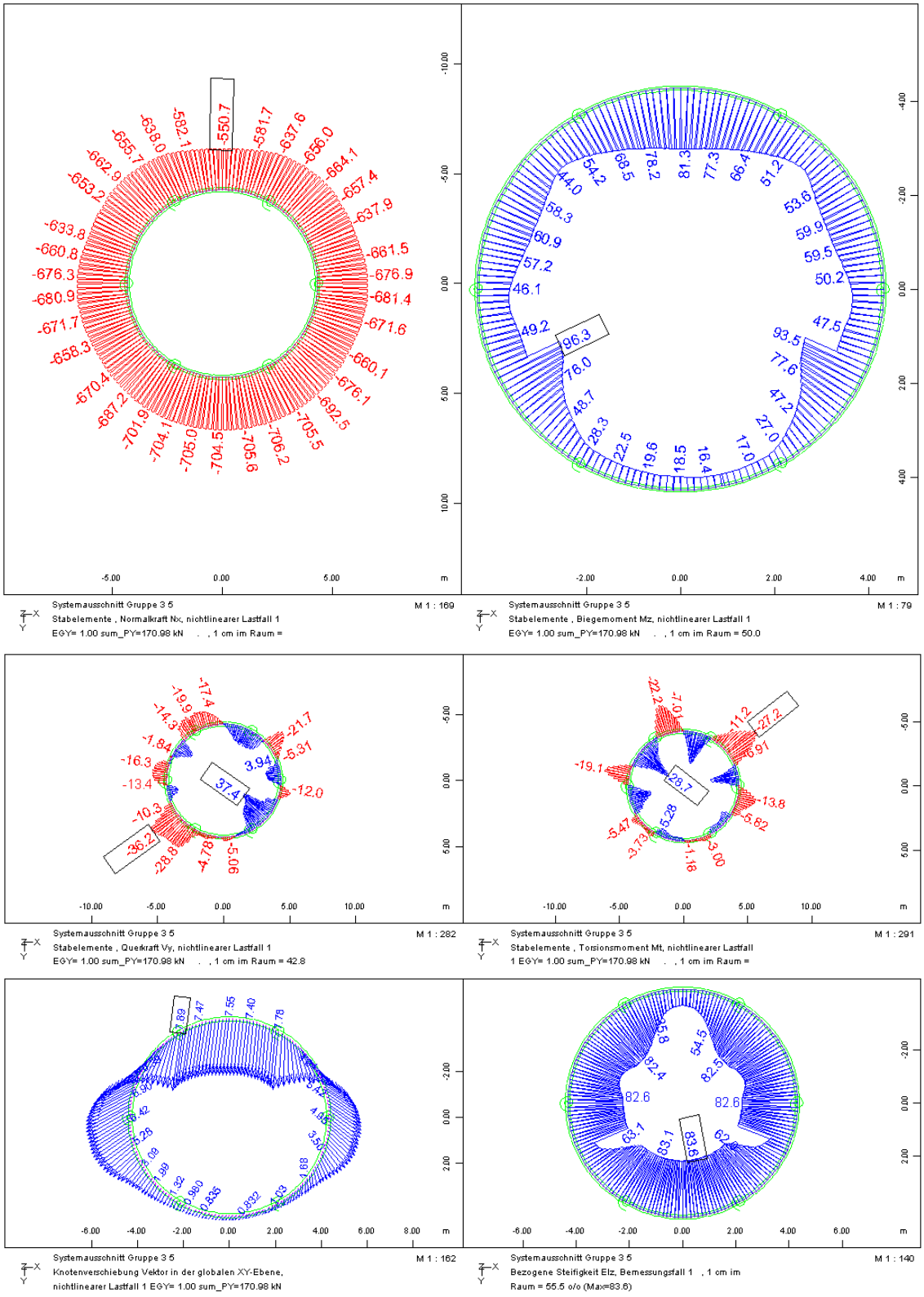


Abbildung 7.27: Berechnungsergebnisse mit Brandschutzsystem Ring 1

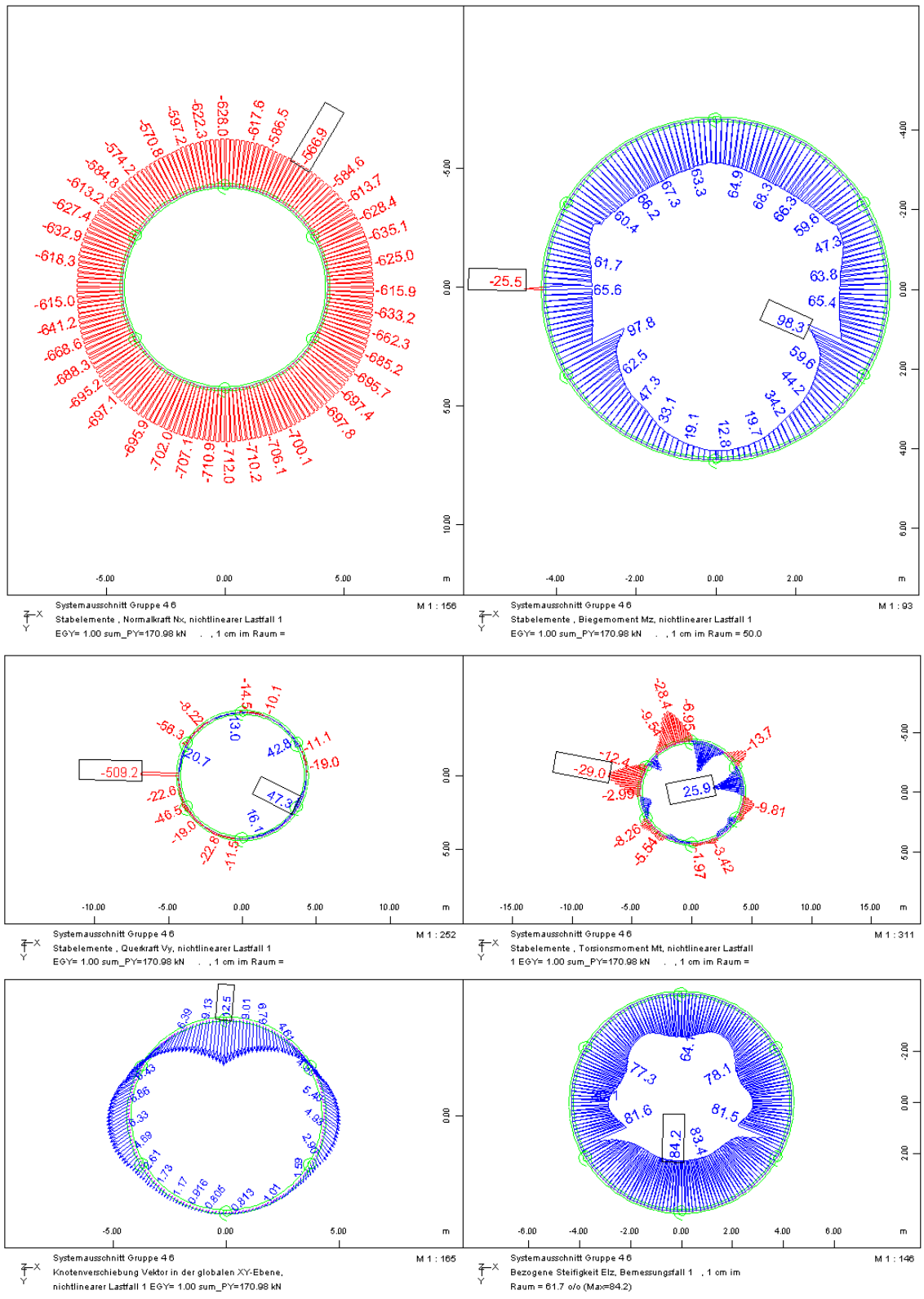


Abbildung 7.28: Berechnungsergebnisse mit Brandschutzsystem Ring 2

Die Abbildung 7.29 zeigt die erforderliche Längsbewehrung innen und außen für beide Ringe. Es wird deutlich, dass die angenommene Mindestbewehrung von 11.30 cm^2 in jedem Falle aus-

reichend ist. Der Nachweis der Standsicherheit kann demnach als erfüllt angesehen werden.

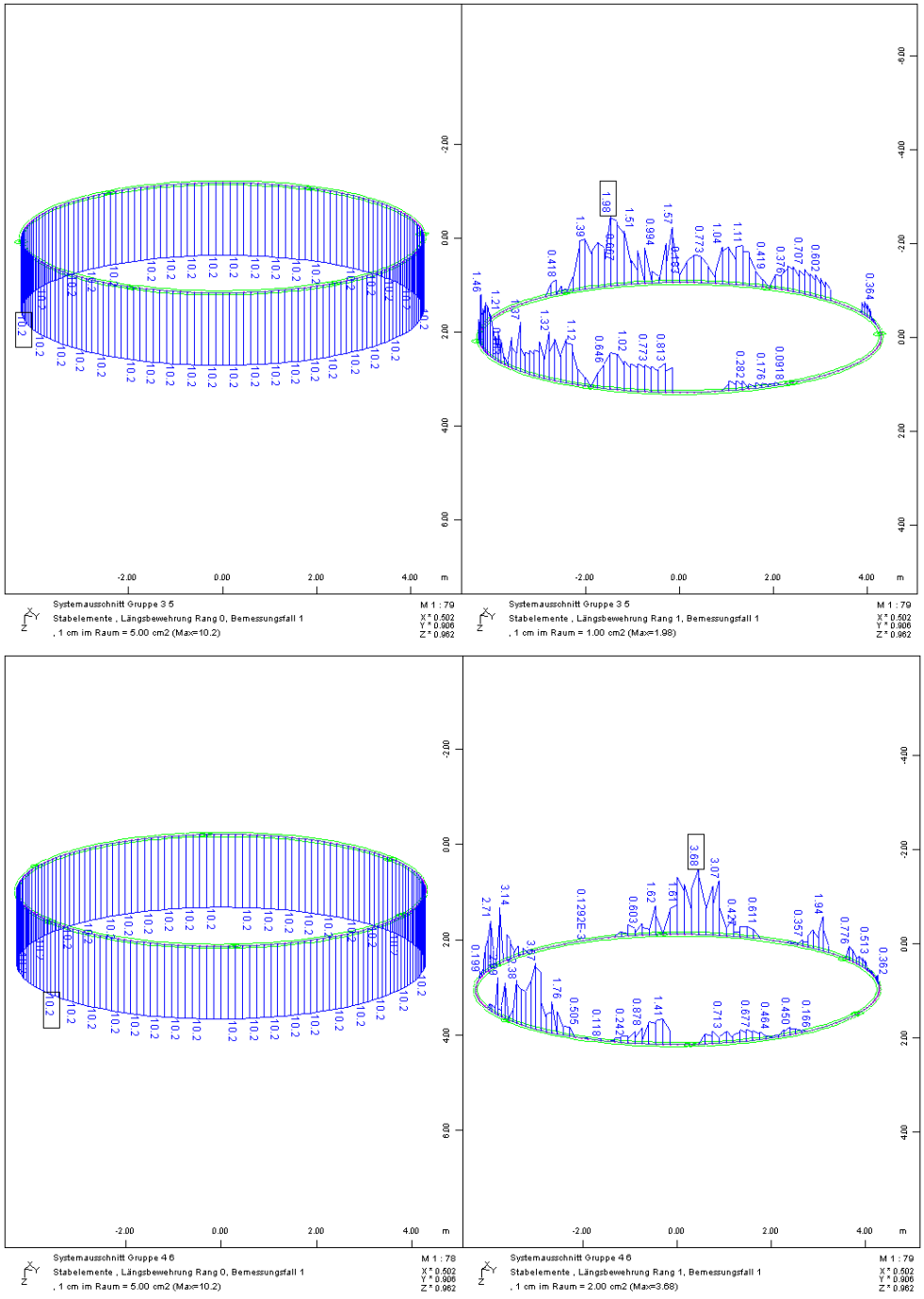


Abbildung 7.29: erf. Bewehrungsquerschnitte beider Ringe mit Bradschutzsystem

7.5.5 Ergebnisse bei Ansatz einer RABT-Kurve

Wie bereits angedeutet wurde, kann der Ansatz einer EBA-Kurve, die eigentlich für Fernbahntunnel angewendet werden sollte, hier kontrovers diskutiert werden. Die ZTV-ING schreibt lediglich für Straßentunnel eine Temperatur-Zeit-Kurve nach RABT vor. Über U- oder Stadtbahnen trifft die Richtlinie keine Aussage. Nach Ansicht des Autors könnte auch hier eine RABT-

Kurve zur Anwendung kommen. In unserem Falle wären dann folgende äquivalente Temperaturprofile anzusetzen:

gleichm. Erwärmung T_m	56.22^o C
lin. Gradient Δt	199.14^o C

Auch hierfür wurde die Berechnung durchgeführt. Die Abbildung 7.30 zeigt lediglich die erforderlichen Bewehrungsquerschnitte beider Ringe. Mit einer maximalen Längsbewehrung von 29.5 cm^2 auf der Innenseite würden die Querschnittswerte der erforderlichen Bewehrung um weitere 15 % abfallen, im Vergleich zu den Ergebnissen der angepassten Iteration für eine EBA-Kurve. Eine wirtschaftliche Bemessung des Querschnitts ist allerdings wohl auch damit kaum möglich.

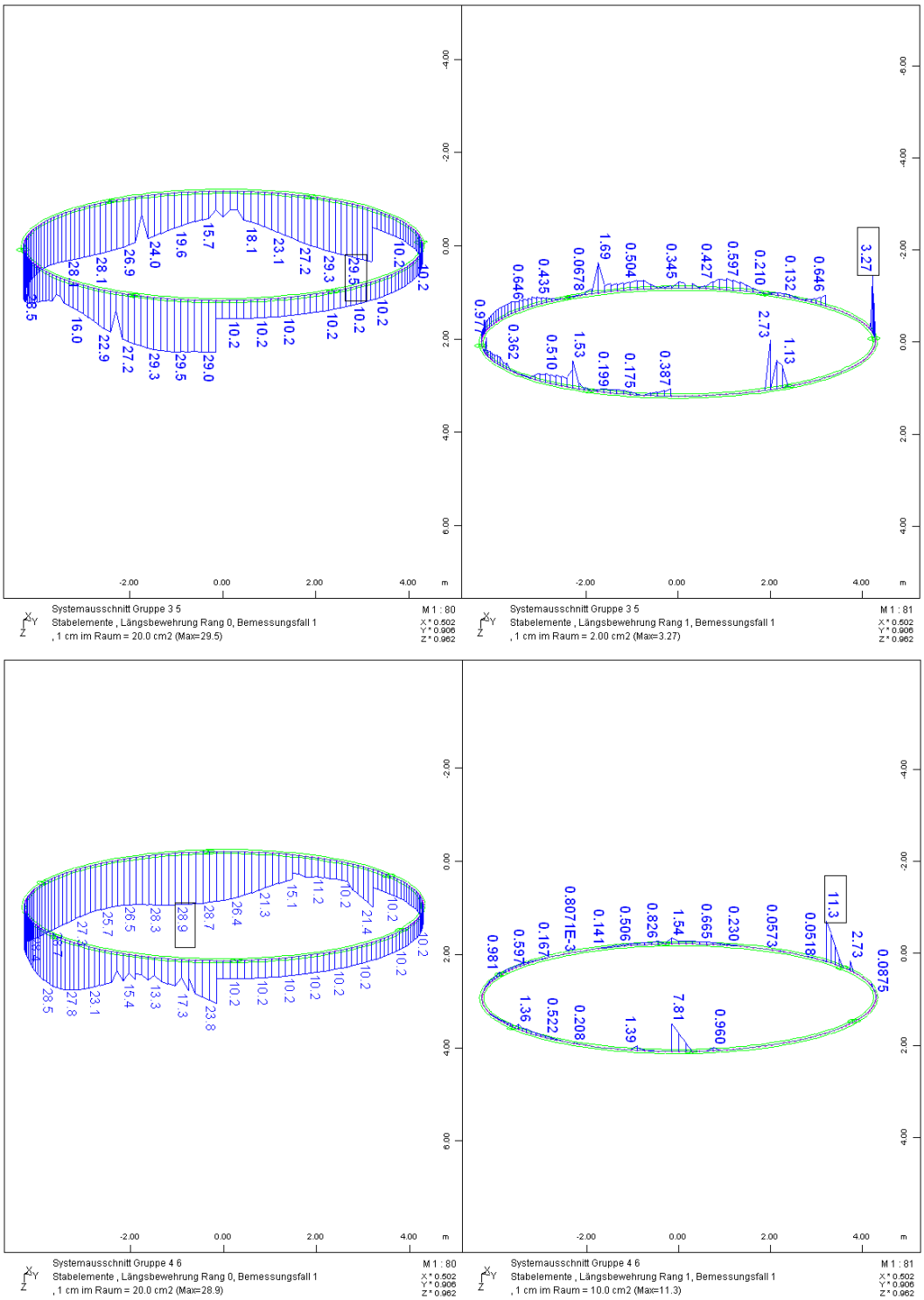


Abbildung 7.30: erf. Bewehrungsquerschnitte beider Ringe nach RABT

7.5.6 Bewertung der Berechnungsergebnisse

Die Berechnungsergebnisse der nichtlinearen Berechnung im Sinne einer allgemeinen Tragwerksberechnung nach EC 2 haben gezeigt, dass ohne Installation eines Brandschutzsystems in Form von Brandschutzplatten, Lochblechen oder Putzsystemen eine wirtschaftliche Bemessung kaum

möglich ist. Die erforderlichen Stahlquerschnitte fallen ohne Wirkung derartiger Brandschutzsysteme sehr hoch aus.

Es zeigte sich allerdings auch, dass die numerische nichtlineare Berechnung große Fehlerquellen in sich birgt. Vor allem für andere Fälle als den hier behandelten außergewöhnlichen Bemessungsfall sollten die Ergebnisse äußerst kritisch hinterfragt werden.

Es wäre zu diskutieren, inwieweit auch auf Seite der Einwirkungen die tatsächlichen Verhältnisse hinreichend genau erfasst wurden. Ob beispielsweise die Temperatur-Zeit-Kurven nach EBA oder RABT die Bradeinwirkungen nicht überschätzen, und so eine wirtschaftliche Bemessung erschweren. Es sollte beispielsweise untersucht werden, ob die geforderten Sicherheiten nicht etwa für geringe Temperaturen nachzuweisen wären, wohingegen der mit den Kurven erfasste worst-case eines Großbrandes als Restrisiko gehandelt wird, dem in erster Linie durch eine effektive Brandbekämpfung und betriebliche Vorkehrungen entgegenzuwirken ist.

Kapitel 8

Sanierungsmöglichkeiten

Rein statistisch gesehen, ist davon auszugehen, dass es zu einem Brand in einem Tunnel über die angesetzte Lebensdauer kommen kann. Daher ist es wichtig den Objektschutz und die Tragsicherheit zu gewährleisten. Es muss gewährleistet sein, dass unter Wirkung eines festgesetzten Bemessungsbrandes keine Gefahr für Leib und Leben der Tunnelnutzer besteht. Aber auch die Nutzung nach einem Brand soll unter verträglichen Sanierungsmaßnahmen wieder hergestellt werden.

Tunnel stellen häufig wichtige Infrastrukturobjekte dar, deren Nutzung auch durch ein Brandereignis nicht all zu lange verhindert sein sollte. Daher ist bei Konstruktion und Bemessung auch eine mögliche Sanierung nach einem Brandereignis in die Betrachtung mit einfließen zu lassen.

8.1 Instandsetzungsmaßnahmen

Inwieweit die Tragkonstruktion geschädigt ist, hängt stark davon ab, ob die Konstruktion durch ein Brandschutzsystem geschützt wurde. Schäden an der Tragkonstruktion werden durch Brandschutzsystem deutlich minimiert oder gar verhindert. Bei leichten Lochblech-Brandschutz-Systemen und infolge langer Brandeinwirkung können an der Stahlbeton-Tragkonstruktion dennoch Schäden auftreten, da es sich nicht um einen vollwertigen Brandschutz handelt, der die Unterkonstruktion vor Hitze gänzlich zu schützen vermag.

Bei Brandschutz-Putzsystemen oder Plattensystemen kann schon eher davon ausgegangen werden, dass die Unterkonstruktion aus statischer Hinsicht mehr oder weniger unbeschädigt ist. Vor allem was das Betongefüge angeht. Inwieweit der Stahl schädlicher Hitzeeinwirkung ausgesetzt war, ist zu prüfen.

Dennoch kann eine Betoninstandsetzung notwendig sein. Infolge von Brandereignissen werden meist aggressive Brandgase freigesetzt, die über die poröse Betonstruktur in die Konstruktion eingetragen werden, und dort Stahl und Beton schädigen können. Einer Aussage über die notwendigen Instandsetzungsmaßnahmen muss also immer eine ausführliche Analyse vorausgehen. Sowohl Schadensanalyse wie auch Planung, Durchführung und Dokumentation der Instandsetzungsmaßnahmen richten sich in Deutschlan derzeit noch nach ZTV-ING. In Teil 3 Abschnitt 4 wird darin die Instandsetzung von Betonteilen behandelt.

Die Schadensanalyse umfasst meist folgende Punkte:

1. Abschätzung der Brandeinwirkung
2. Untersuchung von Restquerschnitten und Restfestigkeiten
3. Untersuchung von Chloridschäden, und anderen Brandfolgeschäden
4. Analyse der Oberflächenbeschaffenheiten, sofern diese Anforderungen unterliegt

8.1.1 Abschätzung der Brandeinwirkung

Zunächst ist zu rekonstruieren, welcher Brandeinwirkung die Konstruktion ausgesetzt war. Dadurch kann der Umfang der weiteren Untersuchungen abgeschätzt werden. Es ist zu rekonstruieren, wie lange die Konstruktion dem Brand ausgesetzt war, welche Hitzeentwicklungen wahrscheinlich waren, welche Stoffe über die Brandgase in die Konstruktion eingetragen worden sein könnten. Die Analyse umfasst dabei in der Regel die in der folgenden Tabelle aufgeführten Punkte, die detaillierten Schritte einer Schadensanaylse können in einschlägigen Werken ([KMO99] und [Ruf99]) nachvollzogen werden.

- Sammlung von Informationen über Flammengröße, Branddauer und Brandausbreitung durch beteiligte Personen und Rettungskräfte
- Abschätzung der maximal aufgetretenen Temperaturen durch Schmelzprodukte
- Ermittlung der Brandlasten abschätzbar durch Erfassung ausgebrannter Autos, Güter und Einbauteile. Damit kann eine Rekonstruktion der Branddauer und Temperatur erfolgen
- Untersuchung von sichtbaren Schäden wie Risse, Verformungen, Abplatzungen und Gefügestörungen im Beton
- Feststellung der Zermürbungstiefe im Beton, sofern dieses Schadensbild vorhanden
- Probeentnahmen für Thermoanalysen und Untersuchung der Chloridbeaufschlagung

In der heißen Brandphase werden allerlei giftige und aggressive Substanzen vom Brandherd ausgestoßen. Bei einem Tunnelbrand sind toxische Brandgase aus Kunstoffen der Fahrzeuge und Tunneleinbauten zu erwarten. Bei der anschließenden Abkühlung der Brandgase scheiden Teile dieser Stoffe aus dem Brandgas aus und lagern sich unter anderem auf der Konstruktion ab. Dies geschieht unter Umständen in einiger Entfernung zum Brandherd. Vor allem aber auch im Bereich kalter Oberflächen, zum Beispiel bei hinterlüfteten Brandschutzsystemen.

Durch Rettungsmaßnahmen und Löschmitteleinsatz werden die ausgefallenen Schadstoffe weitläufig verteilt und in die Entwässerungssysteme des Tunnels eingebracht. Sowohl die Luftausbreitung als auch die Verteilung durch das Löschwasser sorgt dafür, dass nicht nur in unmittelbarer Umgebung zum Brandherd eine Schadensanalyse durchgeführt werden sollte. Dies gilt vor allem in Bezug auf die aggressiven Brandfolgeprodukte, diese sind:

- Chlorwasserstoff (HCl), Bromwasserstoff (HBr)

- Polycyclische Aromatische Kohlenwasserstoffe (PAK)
- Polychlorierte Biphenyle (PCB)
- Polyhalogenierte Dibenzo-p-dioxine (PHDD) und Dibenzofurane (PHDF)

Chlorwasserstoffe und Bromwasserstoffe (Chloridschäden) resultieren in erster Linie aus Verbrennung halogenhaltiger Kunststoffe wie PVC. Sie stellen eine Gefahr für den Korrosionsschutz der Bewehrung dar, sofern diese in Kontakt mit derartigen Stoffen gekommen ist. Polycyclische Aromatische Kohlenwasserstoffe (PAK) entstehen in erster Linie bei der Verbrennung organischer Materialien. Sie stellen mehr ein gesundheitliches Risiko dar und müssen daher als Brandrückstände von der Konstruktion entfernt werden. Ähnlich verhält es sich mit polychlorierten Biphenylen (PCB) und polyhalogenierten Dibenzo-p-dioxinen (PHDD) und Dibenzofuranen (PHDF).

8.1.2 Restquerschnitte und Restfestigkeiten

Nach einem Brandereignis ist zu untersuchen, inwieweit die Querschnitte an verschiedenen Stellen des Tunnels überhaupt noch tragfähig sind. Dazu sind zermürbte und zerstörte Schichten des Betons abzutragen und zu entfernen, um sich einen Überblick über den Umfang der Schädigungen zu verschaffen. Wie bei der Systematik der Betonabplatzungen bereits erläutert wurde, kommt es infolge der hohen Temperatureinwirkung zur Zerstörung des Zementleims infolge Hydratation aber auch zur Zerstörung der Zuschlagsstoffe selbst. All diese stark geschädigten Querschnittsteile leisten praktische keinen Beitrag mehr zur Tragfähigkeit und müssen abgetragen werden.

Die Festigkeit des Betons kann über Bohrkerne an Materialprüfmaschinen ermittelt werden oder zerstörungsfrei mithilfe des Schmidthammers. (Häufig werden beide Verfahren durchgeführt)

Die Restfestigkeit der Bewehrung kann abgeschätzt werden, wenn die maximale Brand-Temperatur und der verwendete Werkstoff annähernd bekannt sind. Können keine verlässlichen Aussagen dazu getroffen werden, sind Zugversuche an geschädigten Bewehrungsstäben durchzuführen.

8.1.3 Instandsetzungs- und Ertüchtigungsmaßnahmen

Der ausführlichen Analyse des Schadensbildes folgt die Planung der Instandsetzungs- und Ertüchtigungsmaßnahmen. Art und Umfang variieren sehr und sind daher immer dem aktuellen Schadensbild anzupassen. In jedem Fall ist jedoch eine gründliche Reinigung vorzunehmen, um sämtliche toxische und aggressive Brandrückstände zu beseitigen, ebenso wie Rußablagerungen auf der Konstruktion. Folgende zusätzliche Sanierungsarbeiten können anfallen:

- Oberflächenreinigung
- Abtrag zermürbter und kontaminierter Betonschichten
- Freilegen und Säubern der Bewehrung
- Austausch von Bewehrung

- Austausch von Teilen der Konstruktion
- Oberflächenbehandlungen als Haftgrund für Auskleidungen und Schutzschichten
- Aufbringen von Tunnelauskleidungen und Tragschichten zur Ertüchtigung der Konstruktion

Eine Oberflächenreinigung kann im Nassverfahren über Hochdruckreiniger oder mittels mechanischer Verfahren wie Sandstrahlen oder Bürsten erfolgen. Selbe Verfahren eignen sich auch um lose und geschädigte Betonschichten abzutragen. Sofern Tunnelauskleidungen im Spritzbetonverfahren aufgebracht werden, ist in jedem Fall eine Reinigung des Untergrunds und Säuberung von allen losen Stoffen durchzuführen.

Stark verbogene Bewehrung ist zu ersetzen. Die restliche Bewehrung kann nach einer eventuellen Reinigung und Aufbringen von Korrosionsschutz wieder verwendet werden. Sofern die Restfestigkeit nach Brandeinwirkung nicht ausreichend ist, ist zusätzliche Bewehrung einzubringen.

Als Sanierungs-, Beschichtungs- und Verstärkungsbaustoffe für Beton kommen in Frage:

- Trockenbeton
- Zementputz
- Spritzbeton
- Ortbeton
- Kunstharzzementputz
- Kunstharzmörtel
- Kunstharzinjektionen
- Imprägnierungen, Versiegelungen und Beschichtungen

Meist ist die Haftung auf dem Untergrund problematisch, vor allem bei Ortbeton oder Trockenbeton.

8.1.4 Sanierung der Brandschutzsysteme

In jedem Fall ist die unter dem Brandschutzsystem liegende Konstruktion auf Schäden nach dem obigen Verfahren zu untersuchen, da der direkte Blick auf die Tragkonstruktion verwehrt ist, und dadurch nicht ersichtlich ist, welchen Einfluss das Brandereignis auf die Konstruktion hatte.

Die Brandschutzsysteme selbst müssen ebenfalls auf ihren Schadenszustand hin untersucht werden. Meist genügt es, die Brandschutzsysteme im Bereich des unmittelbaren Brandherdes zu erneuern, wodurch dann automatisch die darunter liegende Konstruktion zum Vorschein kommt. Sowohl bei Brandschutzputzen als auch bei vorgehängten Platten ist häufig die Haftung und Befestigung problematisch. Befestigungssysteme auf Metallbasis unterliegen einem Festigkeitsverlust infolge Brandeinwirkung. Die Tragfähigkeit und Funktionstüchtigkeit für zukünftige Brandereignisse ist zu prüfen. Putzsysteme verlieren häufig ihre Haftung auf dem Untergrund als

Folge der Gefügezerstörung des Betons. In jedem Fall ist ein ausreichender Bereich um die direkte Brandeinwirkung zu untersuchen, auch hinsichtlich der schädlichen Brandgase, die eventuell über Luftspalte oder Fugen in die Tragkonstruktion eingetragen sein worden könnten.

Der Untergrund muss bei direkt auf der Konstruktion haftenden Systemen wie Putzen behandelt werden, so dass von ausreichender Haftfestigkeit ausgegangen werden kann.

8.1.5 Sanierungsmaßnahmen nach realen Brandereignissen

Der folgende Abschnitt zeigt eine kurze Auflistung der Instandsetzungs- und Sanierungsmaßnahmen nach realen Brandereignissen in den letzten Jahren. Es werden folgende Ereignisse beleuchtet:

1. Eurotunnel Brand 1996
2. Montblanc-Tunnel Brand 1999
3. Tauern-Tunnel-Brand 1999

Eurotunnel Brand 1996

Im Jahre 1996 kam es zu einem Brandereignis im Eurotunnel zwischen Calais und Dover, nachdem ein mit Polystyrol beladener LKW in Brand geraten war, und 15 weitere LKW in Brand steckte, sowie die Zugmaschine des Zuges. Der Zug war im Tunnel stehen geblieben, da ein Defekt den Lokführer zum Anhalten bewegt hatte.

Auf 5 km Länge war der Tunnel stark verrußt. Die sichtbaren Schäden an der Betonoberfläche waren auf 192 m zu beobachten. Auf 53 m war der Beton bis auf eine Tiefe von 30 cm abgeplatzt.

Die Sanierung erfolgte mit Spritzbeton durch zwei speziell ausgerüstete Arbeitszüge. Im Bereich starker Schäden musste die Konstruktion mittels Felsanker gesichert werden. Der Arbeitsvorgang der Sanierung gliederte sich wie folgt:

- Sicherung der beschädigten Tübbinge durch Felsanker
- Abstützung der stark beschädigten Tunnelauskleidung durch Gitterbögen
- Abtragen des brandgeschädigten Betons
- Säuberung der Oberfläche von Feinstaub, Ruß und Brandrückständen
- Oberflächenaufrauung durch Sandstrahlen
- Ergänzung und Ausbesserung beschädigter Bewehrung
- Einbau von Bewehrungsmatten und Spritzbetonauskleidung

Die Sanierung dauerte knappe 3 Monate

Montblanc-Tunnel Brand 1999

Der Brand im Montblanc-Tunnel 1999 wurde durch einen mit Margarine und Mehl beladenen LKW ausgelöst. Durch die hohen Brandlasten und komplizierten Lüftungsverhältnisse dauerte die Brandbekämpfung 50 h an. Die Schädigung des Tunnels erfolgte über eine Länge von 1.5 km. Vor allem über 900 m Länge wies die Tunnelleibung im Bereich der Firste große flächenhafte Schäden auf. Die Sanierung dauerte bis 2001 an, da umfangreiche Umbauten zur Erhöhung der Tunnelsicherheit vorgenommen wurden. Für die Sanierung der beschädigten Innenschale wurde stahlfaser-bewehrter Nass-Spritzbeton eingebaut. Die Spritzmaschinen waren dabei auf kleinen Fahrzeugen montiert.

Tauern-Tunnel-Brand 1999

Der Tauern-Tunnel-Brand 1999 wurde durch einen Auffahrunfall und daraufhin auslaufenden Treibstoff verursacht. Infolge des Brandübergriffs auf weitere Fahrzeuge dauerten die Brandbekämpfungsmaßnahmen 16 Stunden an. Dabei brannten 16 LKW und 24 PWK aus.

Durch den Brand stürzte über einen Bereich von fast 400 m Teile der Zwischendecke und Auflagerkonstruktionen der Zwischendecke ein. Über den 1,5 km langen Brandbereich kam es zu flächigen Betonabplatzungen, wobei auf knapp 100 m sehr tiefgreifenden Abplatzungen zu beobachten waren. Um das Ausmaß der Festigkeitseinbußen der Bewehrung abzuschätzen, wurden Zugversuche an Betonstahlproben, entnommen aus der Zwischendecke, durchgeführt. Es zeigte sich, dass die Zwischendecke auch in augenscheinlich weniger stark beschädigten Bereichen starke Festigkeitseinbußen zu verzeichnen hatte. Auch die Tunnelschale selbst wurde auf die Schäden hin untersucht. Neben Abpatzungen waren starke Chlorideintragungen zu beobachten. Es waren folgende Instandsetzungsmaßnahmen notwendig:

- komplette Rußreinigung mit Hochdruck-Wasserstrahl
- Erneuerung der Zwischendecke auf 350m Länge
- auf etwa 700 m Länge wurde die Oberfläche gereinigt und mittels Spritzbeton saniert
- auf 800 m Länge wurde die Betonfahrbahndecke abgefräst und mit kunststoffvergütetem Beton saniert

Kapitel 9

Ausblicke und weiterführende Gedanken

Im Zuge der Arbeit sollte ein Einblick in die allgemeine Heißbemessung nach EC 2 für einschalige Tübbing-Konstruktionen gegeben werden. Im Zuge der Berechnungen wurde deutlich, dass eine Aussage über das realitätsnahe Tragwerksverhalten im Brandfall in keinem Falle trivial ist.

Aber nicht nur das Tragverhalten und die Materialeigenschaften sind nicht einfach zu bestimmen, auch auf Seiten der Einwirkungen gestaltet sich die Sachlage schwierig. Hier kommen meist einfache Temperatur-Zeit-Kurven zum Einsatz, die eine Aussage zur Brandgastemperatur über die Dauer des Brandereignisses tätigen. Eine sonderlich detaillierte Betrachtungsweise der Einwirkungen auf Konstruktionen im Tunnelbau ist mit diesen Temperatur-Zeit-Kurven allerdings nicht möglich. Je nach Geometrie und Querschnittsform des Tunnels können daraus ganz unterschiedliche Oberflächentemperaturen an der Konstruktion resultieren, die maßgeblich das Tragverhalten und die Versagenswahrscheinlichkeit beeinflussen.

Um in Zukunft quantitative Aussagen zur Versagenswahrscheinlichkeit der Tübbing-konstruktionen treffen zu können sind also nach Ansicht des Autors noch eine Reihe von Untersuchungen notwendig. Alles mit dem Ziel eine wirtschaftliche Bemessung der Konstruktionen zu ermöglichen. Im Folgenden sind einige Punkte aufgeführt, die in die Betrachtung einfließen sollten.

9.1 Realistische Erfassung der Einwirkungen

Auf Seite der Einwirkungen sollte eine detailliertere Erfassung der Sachlage möglich sein. Die Aussage über zu erwartenden Brandgastemperaturen am Brandherd ist für die Heißbemessung nicht aussagekräftig genug. Vielmehr sollte aus den Temperatur-Kurven auch eine Abschätzung der Oberflächentemperatur in Tunnelkonstruktionen abgeleitet werden können. Dazu sollten folgenden Parameter in die Betrachtung mit einfließen:

- Tunnelgeometrie (Durchmesser, Querschnittsform)
- Tunnellängsprofil (Kamineffekt)
- Anzahl von Fahrspuren und Fahrstreifen

- Betriebliche Randbedingungen (Entrauchung und Lüftung)

Erst mit der realistischen Erfassung von Brandlasten und den daraus resultierenden Oberflächentemperaturen ist nach Ansicht des Autors eine wirtschaftliche Bemessung der Konstruktion möglich. Eine deutliche Überdimensionierung im Gebrauchszustand aus der Bemessung für den Lastfall Brand sollte vermeiden werden, da damit meist unrealistische Bewehrungsgrade oder Querschnittshöhen resultieren, verbunden mit deutlichen Mehrkosten für den Bau des Tunnelbauwerkes.

9.2 Thermo-mechanische Zusammenhänge am statischen Modell

Auch auf Seite des Tragwiderstandes und des Tragwerksverhaltens sind noch weiterführende Betrachtungen notwendig, um treffende Aussagen über die Standsicherheit für den außergewöhnlichen Lastfall Brand zu ermöglichen.

Die temperaturabhängigen Materialeigenschaften sind über die Angaben im Eurocode 2 Teil 1-2 als Bemessungsgrundlage im Brandfall hinreichend definiert. Nach derzeitigem Stand können diese Angaben allerdings nur im Zusammenhang mit einer komplexen nichtlinearen Berechnung verwendet werden. In diesem Falle sind die nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen auf dem jeweiligen Temperaturniveau in der Berechnung zu berücksichtigen. Sowohl Zwangsschnittgrößen als auch Schnittgrößen aus direkten Lasten unterliegen durch Umlagerungen am statisch unbestimmten System Änderungen. Dem gegenüber stehen die temperaturabhängigen Materialwiderstände.

Hier zeigt sich schon, dass an sich fast die gesamte Branddauer in Zeitabschnitten betrachtet werden muss, um den ungünstigsten Fall ausfindig zu machen. Erschwerend kommt hinzu, dass je nach Einfluss beider Anteile (direkte Lasten und indirekte Lasten) entweder die Mittelwerte der Materialeigenschaften und charakteristische Lasten oder aber reduzierte Materialfestigkeiten und erhöhte Bemessungslasten maßgeblich werden können. Die Komplexität dieser Betrachtungsweise macht den Einsatz von EDV-Unterstützung unerlässlich. Bisher sind die Thermomechanischen Interaktionen in den einschlägigen Programmen wie etwas Sofistik allerdings nur teilweise erfasst. So kann etwa die Temperaturverteilung hinreichend genau bestimmt werden, aber eine direkte Übernahme in die mechanische Berechnung unter Anpassung der Spannungs-Dehnungs-Beziehungen etwa erfolgt noch nicht automatisch. Dies ist ohnehin nur bei FEM-Strukturen in der beschriebenen Feinheit möglich, da sich die Materialeigenschaften über die Querschnittshöhe infolge des Temperaturprofils ändern. Bisher sind meist mühsame Vorberechnungen notwendig, um etwa den maßgeblichen Zeitpunkt der Bemessung über die Dauer des Brandereignisses ausfindig zu machen.

Ein weiterer Punkt wurde bisher ebenfalls fast völlig außer Acht gelassen, und zwar die Auswirkung des Brandes auf das Tragverhalten in Tunnellängsrichtung. Der Stahlbetonkörper möchte sich infolge Temperatureinwirkung räumlich ausdehnen. Im Rahmen dieser Arbeit wurde aber fast ausschließlich auf die Verhältnisse in Querrichtung eingegangen.

9.3 Baustoffeigenschaften

Auf dem Gebiet der Baustoffe und Baustofftechnologie ist einiges an Forschungs- und Entwicklungsarbeit geleistet worden. Als Beispiele ist hier die Entwicklung von PP-Betonen oder feuerfesten Leichtbetonzuschlägen zu nennen. Es gibt aber weiter Raum für Innovationen und Entwicklungen auf dem Gebiet der Baustoffe. Im Bereich direkter Brandeinwirkung muss die Wiederstandfähigkeit der Konstruktionen hohen Belastungen Stand halten. Die Entwicklung geht zu Hightech Betonen mit Kombinationen aus Porenbildnern und feuerfesten Zuschlägen.

Auch die Entwicklung von Brandschutzsystemen ist noch nicht ausgereift. Denkbar wären auch integrierte Brandschutzsysteme in den Tübbing-Fertigteilen, da eine vorgehängte oder zweischalige Konstruktion ungünstig für den Bauablauf und die notwendigen Bauwerkprüfungen ist. Idealerweise sollte der bauliche Brandwiderstand durch die einschalige Konstruktion selbst gewährleistet sein.

9.4 präventiver Brandschutz

Seit den Brandkatastrophen in den 90-er Jahren wie im Mont-Blanc Tunnel ist in der Öffentlichkeit das Thema Brandschutz verstärkt diskutiert worden. Daher hat es auf diesem Gebiet große Fortschritte gegeben. Dazu zählt zum einen der präventive Brandschutz in Form von Brandmeldern im Tunnel und im Bereich der Tunneleinfahrt. So kann ein Brandereignis zügig ausfindig gemacht werden, wenn nicht gar vermieden werden. Die Wirksamkeit von Rettungs- und Löscharbeiten ist damit deutlich erhöht worden.

Die Auswertung von realen Brandereignissen zeigte allerdings immer wieder, dass vor allem die Koordination und Organisation der Rettungsarbeiten problematisch war. Ein großes Brandereignis lässt sich nur schwer simulieren, und somit kann in den Ablauf der Rettungsmaßnahmen nur schwer Routine gebracht werden. Dennoch sollte ein fundierter Rettungs- und Katastrophenplan vorliegen, anhand dessen die Rettungskräfte gezielt geschult und eingewiesen werden.

Auch auf diesem Feld besteht sicher noch Handlungsbedarf, wenngleich hier schon deutliche Fortschritte erzielt wurden.

9.5 Abschließende Bemerkung

Baulicher und betrieblicher Brandschutz ist eine Frage der allgemeinen Sicherheit. Tunnelbauwerke stellen wichtige Infrastrukturobjekte dar, deren Sicherheit auch im Brandfall zu einem verträglichen Niveau gewährleistet sein sollte. In allen Phasen fließt das Thema daher in die Planungsprozesse ein, sei es bei Konstruktion und Bemessung der baulichen Einrichtungen, als auch bei Festlegung der betrieblichen Einrichtungen. Nicht zu vergessen ist auch der Brandschutz im Baufortschritt. Im Dialog mit den Baurechtsbehörden, dem Bauherren und allen an der Planung Beteiligten sind daher Sicherheitsstandards für den Tunnel festzulegen. Anforderungen und Vorgaben aus Normen und Richtlinien sollten auf ihre Umsetzung im Tunnelbau allgemein und dem spezifischen Bauwerk im speziellen geprüft werden, um sichere und wirtschaftliche Konzepte zu ermöglichen.

Abbildungsverzeichnis

3.1 Sicherheitskonzept und Versagenswahrscheinlichkeit, Auszug aus [Ayd03] 16

4.1 Temperatur-Zeit-Kurve nach RABT 29
4.2 Normauszug [EC206]: Querschnittsreduktion beim 500^o C Isothermen Verfahren 32
4.3 Ermittlung Bauteilwiderstand - Biegung und Normalkraft, aus [EC206] 33
4.4 Querschnittsreduktion nach EC2 [EC206] bei Anwendung Zonenmethode 36

5.1 ETK Temperatur-Zeit-Kurve 45
5.2 RABT Temperatur-Zeit-Kurve 46
5.3 EBA Temperatur-Zeit-Kurve 47
5.4 RWS Temperatur-Zeit-Kurve 48
5.5 Regelquerschnitt Westabschnitt Neubaustrecke Wien - St. Pölten 50
5.6 Verlauf der spez. Wärmekapazität nach EC 2 [EC206] 65
5.7 Verlauf der thermischen Leitfähigkeit nach EC 2 [EC206] 67
5.8 temperaturabhängige thermische Materialeigenschaften 68
5.9 graphische Auswertung der thermischen Materialeigenschaften 68
5.10 Temperaturleitfähigkeit a im Hochtemperaturbereich 69
5.11 E-Modul des Werkstoffes Beton nach [DIN08] 71
5.12 E-Modul des Werkstoffes Betonstahl nach [DIN08] 72
5.13 Hauptparameter Spannungs-Dehnungs-Beziehung Beton [EC206] 73
5.14 Allg. Verlauf der $\sigma - \varepsilon$-Beziehung für Beton nach EC 2 [EC206] 74
5.15 Berechnung des temperaturabhängigen E-Moduls 75
5.16 Verlauf des temperaturabhängigen E-Moduls 75
5.17 Hauptparameter Spannungs-Dehnungs-Beziehung Betonstahl [EC206] 76
5.18 Verlauf des temperaturabhängigen E-Moduls für Betonstahl 77
5.19 Modell des absinkenden Bodenstreifens nach Terzaghi aus [TUM] 80
5.20 Verlauf des Seitendruckbeiwerts K_{silo} über die Höhe aus [TUM] 81
5.21 Horizontale Spannungen nach Terzaghi aus [TUM] 82
5.22 statisches Modell des Rahmentragwerks aus [TUM] 83
5.23 Tunnel als Hohlraum im Kontinuum aus [TUM] 83
5.24 Modell des dickwandigen Rohrs aus [TUM] 84
5.25 FEM-Modelle im Tunnelbau aus [TUM] 84
5.26 Stabzugmodell aus [TUM] 85

5.27 Tübbingsegment, übernommen aus [WDS+00] 86
5.28 Tunnelausbau durch Tübbinge, aus [WDS+00] 87
5.29 Längsfuge des Tübbingausbaus 88
5.30 Exzentrische Belastung und Spannungsverteilung am Fundament 88
5.31 Moment-Verdrehung bzw. Momenten-Steifigkeits-Beziehung 90

6.1 Ergebnissplotte der Brandsimulation - Schnitt 1; für Zeitpunkte t=15,55 und 88 sec. 105
6.2 Ergebnissplotte der Brandsimulation - Schnitt 2; für Zeitpunkte t=15,55 und 88 sec. 106
6.3 Ergebnissplotte der Brandsimulation - Schnitt 3; für Zeitpunkte t=15,55 und 88 sec. 106
6.4 Berechnungsschema mit OCTAVE 110
6.5 Temperaturprofile für $a = 0.4E^{-6}$ 111
6.6 Temperaturprofile für $a = 0.8E^{-6}$ 112
6.7 Vergleich numerisch und analytisch ermittelter Temperaturprofile für $t = 30$ min 114
6.9 Vgl. numerische und verbesserte analytische Berechnungsergebnisse für $t = 30$ min 115
6.8 verbesserte Eingabe mit OCTAVE 116
6.10 lineares Temperaturprofil 120
6.11 Unterteilung des Querschnitts 122
6.12 Normalkraft- und Momentenanteile aus Temp.-Dehnung des Querschnitts 123
6.13 Schema der Ermittlung von ε und κ 125
6.14 Verlauf von ε und κ über die Branddauer 126
6.15 Verlauf von ε und κ infolge RABT-Kurve – LF max. ε 128
6.16 lineare Temp.-Profile aus ε und κ infolge RABT-Kurve 129
6.17 Verlauf von ε und κ infolge RABT-Kurve - LF max κ 129
6.18 lineare Temp.-Profile aus ε und κ infolge RABT-Kurve - LF max κ 130
6.19 Verlauf von ε und κ infolge EBA-Kurve – LF max. ε 131
6.20 lineare Temp.-Profile aus ε und κ infolge EBA-Kurve 131
6.21 Verlauf von ε und κ infolge EBA-Kurve - LF max κ 132
6.22 lineare Temp.-Profile aus ε und κ infolge EBA-Kurve - LF max κ 132
6.23 Höhenflächendarstellung der Temperatur, t 10, 30, 60 und 90 min 135
6.24 Schnittdarstellung der Temperatur, t 10, 30, 60 und 90 min 136
6.25 Temperaturverlauf zum Zeitpunkt 30 min 136
6.26 Vergleich Biegemoment und Normalkraft des Balkens unter Temperaturbeanspruchung 138
6.27 Vergleich Biegemoment und Normalkraft des Balkens bei Netzfeinheit 10x10cm . 139
6.28 Zwangsschnittgrößen in Abhängigkeit des E-Moduls 141
6.29 Temperaturprofil und zugehöriger E-Modul für t 30 min 142
6.30 Verlauf der temp.induzierten Dehnung ε 142
6.31 $\sigma - \varepsilon$-Beziehung 145
6.32 Entwicklung der Zwangsschnittgrößen für $\Delta t = 60$ 147

6.33 graph. Auswertung der Zwangsschnittgrößen für $\Delta t = 60$ 149
6.34 Momentenverlauf für F=300 KN und F=400 KN 149
6.35 Entwicklung der Zwangsschnittgrößen für $\Delta t = 60$ und erhöhtem Bewehrungsgrad 150
6.36 graph. Auswertung der Zwangsschnittgrößen für $\Delta t = 60$ und erhöhtem Bewehrungsgrad 150
6.37 Entwicklung der Zwangsschnittgrößen für $\Delta t = 60$ mit Druckbewehrung 151
6.38 graph. Auswertung der Zwangsschnittgrößen für $\Delta t = 60$ mit Druckbewehrung . 152
6.39 graph. Auswertung der Zwangsschnittgrößen bei zusätzl. N-Kraft N=300 KN . . 153
6.40 Entwicklung der Zwangsschnittgrößen bei zusätzl. N-Kraft N=300 KN 154
6.41 graph. Auswertung der Zwangsschnittgrößen bei zusätzl. N-Kraft N=700 KN und mehr Bewehrung 155
6.42 Zwangsschnittgrößen bei Steigerung Δt bis zum Versagen 156
6.43 Verschiebungsfigur bei Belastung 158
6.44 Zusammenhang zwischen Moment, Normalkraft und äußerer Last 158
6.45 Federkräfte 159
6.46 Momenten und zugehörige Verschiebungen bei versch. N-Kräften 160
6.47 Federrichtung und -steifigkeit 161
6.48 verformtes System 162
6.49 Momentenschnittgrößen bei versch. Querfederfließkräften 162
6.50 stat. System Ring 1 und 2 mit Lage der Längsfugen 165
6.51 stat. System der Ringkopplung 165
6.52 direkte äußere Lasten 167
6.53 Lasten aus Vorschub 167
6.54 Schnittgrößen aus äußerer direkter Last und Eigengewicht 168
6.55 Federquerkräfte infolge direkter Last 169
6.56 Querkraft, Torsion, Bettung & Verschiebung aus direkter Last und Eigengewicht 170
6.57 Schnittkräfte Ring 1 infolge $\Delta t = 200^o$ C 171
6.58 Schnittkräfte Ring 2 infolge $\Delta t = 200^o$ C 172
6.59 Feder- und Querfederkräfte infolge $\Delta t = 200^o$ C 173
6.60 Zwangsschnittgrößen infolge Δt 174
6.61 Zwangsschnittgrößen infolge Δt 175
6.62 Zwangsschnittgrößen Ring 1 und 2 infolge $T_m = 100^o$ C 176
6.63 Federkräfte infolge $T_m = 100^o$ C 177
6.64 graph. Auswertung der Momente und Normalkräfte infolge T_m 178
6.65 graph. Auswertung der Momente und Normalkräfte bei Kombination T_m und Δt 179
6.66 Schnittgrößen in Ring 1 und 2 bei Kombination T_m, Δt mit direkten Lasten . . . 180
6.67 Längs- und Querfederkräfte bei Kombination T_m, Δt mit direkten Lasten 181
6.68 Entwicklung der Schnittkräfte bei Kombination von Δt mit direkten Lasten . . . 182
6.69 graph. Auswertung der Schnittkräfte bei Kombination von Δt mit direkten Lasten 183
6.70 Entwicklung der Schnittkräfte bei Kombination T_m, Δt mit äußeren Lasten . . . 184
6.71 graph. Auswertung der Schnittkräfte bei Kombination von T_m, Δt mit äußeren Lasten 185

6.72 Temperaturbeanspruchung bei teilweiser Beaufschlagung 186
6.73 Schnittgrößen im Ring 1 und 2 bei teilweiser Beaufschlagung durch $\Delta t = 200^o$ C 187
6.74 Schnittgrößenentwicklung bei teilweiser Beaufschlagung durch Δt 188
6.75 Schnittgrößenentwicklung bei teilweiser Beaufschlagung durch T_m 189
6.76 Schnittgrößenentwicklung bei teilweiser Beaufschlagung durch T_m, Δt in Kombination mit direkten Lasten 190
6.77 Querfederkräfte der Koppelfedern aus LF1 in Kombination mit $\Delta t = 200^o$ C . . . 191
6.78 Reibversuch mit Hartfaserplatten 192
6.79 Verformungsfigur beider Ringe infolge direkter und indirekter Lasten 193
6.80 bauliche Ausbildung Längsfuge Quelle: [WDS$^+$00] 194
6.81 graph. Auswertung der Schnittgrößen infolge T_m,Δt und Last im Vergleich 195
6.82 Schnittgrößen der Ringe 1 und 2 für den Lastfall der max. Krümmung 198
6.83 Schnittgrößen der Ringe 1 und 2 nach nichtlinearer Berechnung 200
6.84 Steifigkeitsrückgang infolge Belastung 201
6.85 Spannungen des Materials und der Bewehrung nach nichtlin. Berechnung 202
6.86 FEM-System im Ur- und verformten Zustand 205
6.87 FEM-System im Ur- und verformten Zustand 206
6.88 FEM-System und zugehörige Federkräfte 207

7.1 charakt. Schnittgrößen Ring 1 - direkte Lasten und Eigenlast 213
7.2 charakt. Schnittgrößen Ring 2 - direkte Lasten und Eigenlast 214
7.3 Bemessungs-Schnittgrößen Ring 1 - direkte Lasten und Eigenlast 215
7.4 Bemessungs-Schnittgrößen Ring 2 - direkte Lasten und Eigenlast 216
7.5 Bewehrungstemperatur nach analytischer Berechnung 218
7.6 Bewehrungstemperatur nach numerischer Berechnung 218
7.7 Bewehrungstemperatur nach numerische Berechnung für 0 % Betonfeuchte 219
7.8 Brandschutzplatten - Temperatur auf Höhe der tragenden Hauptbewehrung . . . 220
7.9 Putzsystem - Temperatur auf Höhe der tragenden Hauptbewehrung 221
7.10 Eindringtiefe der Isothermen nach numerischer Berechnung 224
7.11 Eindringtiefe der Isothermen nach analytischer Berechnung 224
7.12 Querschnittsreduktion nach EC 2 225
7.13 Bewehrungstemperatur nach analytischer Berechnung 226
7.14 Bewehrungstemperatur nach numerischer Berechnung 226
7.15 Abminderung der Stahlfestigkeit nach EC 2 [EC206] 227
7.16 Bestimmung des Bauteilwiederstandes nach EC 2 (Auszug aus der Norm) 228
7.17 Update der Steifigkeiten bei der nichtlinearen Berechnung 238
7.18 Ergebnisse nichtlinearer Berechnung ohne Gleichgewicht 239
7.19 Ergebnisse nichtlinearer Berechnung ohne Gleichgewicht 240
7.20 Ergebnisse und Schnittgrößen der nichtlinearer Berechnung Ring 1 242
7.21 Ergebnisse und Schnittgrößen der nichtlinearer Berechnung Ring 2 243
7.22 erforderliche Bewehrungsquerschnitte nach allg. Bemessung 245
7.23 Schnittgrößen der angepassten nichtlinearer Berechnung Ring 1 246

7.24 erf. Bewehrung Ring 1 247
7.25 Schnittgrößen der angepassten nichtlinearer Berechnung Ring 2 248
7.26 erf. Bewehrung Ring 2 249
7.27 Berechnungsergebnisse mit Brandschutzsystem Ring 1 251
7.28 Berechnungsergebnisse mit Brandschutzsystem Ring 2 252
7.29 erf. Bewehrungsquerschnitte beider Ringe mit Bradschutzsystem 253
7.30 erf. Bewehrungsquerschnitte beider Ringe nach RABT 255

Literaturverzeichnis

[Arn08] Arnold, Dipl.Ing. A.: *Zum Einfluss der Zwangsschnittgrößen aus Temperatur bei Tragwerken aus Konstruktionsbeton mit und ohne Vorspannung*, TU Dortmund, Diss., 2008

[Ayd03] Aydoğmuş, Dipl.-Ing. T.: *Grundlagen der Sicherheitsphilosophie in der Geotechnik*. 2003. – Weiterbildungsseminar Eurocode und DIN 1054 neu - TU Bergakademie Freiberg - Institut für Geotechnik

[BMV04] *Richtlinie - Baulicher Brandschutz in Straßenverkehrsbauten*. 2004. – BM für Verkehr, Innovation und Technologie,Wien

[BOS87] *Verordnung über den Bau und Betrieb der Straßenbahnen (BOStrab) - Betriebsordnung*. 1987. – Verband Deutscher Verkehrsunternehmen

[Cov01] Covelli: *The causes, effects and control of real tunnel fires*. 2001. – EUSAS workshop, Duisburg

[DIN08] *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion*. August 2008. – DIN 1045-1

[EA-01] *Richtlinie Anforderungen des Brand- und Katastrophenschutzes an den Bau und den Betrieb von Eisenbahntunneln*. 1997/2001. – Eisenbahn-Bundesamt

[EC297] *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall*. Mai 1997. – DIN V ENV 1992-1-2:1995

[EC206] *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall*. Oktober 2006. – DIN V ENV 1992-1-2:1997-05

[EUR96] *EUREKA-Bericht zum Projekt EU 499: Firetunn*. 1996. – Studiengesellschaft für Stahlanwendung e.V.

[Gru06] Gruebl, Prof. F.: *MODERN DESIGN ASPECTS OF SEGMENTAL LINING*. 2006. – ITA / AITES - International Seminar on Tunnels and Underground Works. Lisbon 2006

[Hal] HALLE, Feuerwehr: *Kennzahlen theoretische Feuerwehrausbildung.* – http://www.feuerwehr-halle.de/Feuerwehr-Ausbildung/Kennzahlen/kennzahlen.html

[HM08] HÖRRLE, Dominik ; MAYER, Peter-Michael: Temperaturentwicklung und Beanspruchung von Tunnelschalen im Brandfall. In: *Bautechnik* (6-2008)

[KMO99] KORDINA ; MEYER-OTTENS: *Beton Brandschutz-Handbuch.* Verlag Bau + Technik, 1999

[Lut07] LUTTIKHOLT, Arjam: *Ultimate Limit State Analysis of a Segmented Tunnel Lining*, TU Delft, Diplomarbeit, 2007

[NIS] *Fire Dynamics Simulator (Version 5) - User's Guide.* – National Institution of Standards and Technology

[RAB06] *Richtlinie über den Bau und Betrieb von Straßentunneln.* 2006. – FGSV

[Ruf99] RUFFERT, Günther: *Lexikon der Betoninstandsetzung.* Fraunhofer IRB Verlag, 1999

[SH06] SCHNEIDER ; HORVATH: *Brandschutz-Praxis in Tunnelbauten.* Bauwerk, 2006

[SL00] SCHNEIDER ; LEBEDA: *Baulicher Brandschutz.* Kohlhammer Verlag GmbH, 2000

[SOF] *Sofistik Handbücher.* – Sofistik Aktiengesellschaft

[STU00] *Schlussbericht: Brandschutz in Verkehrstunneln.* 2000. – STUVA and STUVAtec GmbH - Bearbeiter: Haack/Schreyer/Meyeroltmanns/Beyer

[TB04] TU BRAUNSCHWEIG iBMB: *Abschlussbericht: Bauliche Brandschutzanforderungen an einschalige Tübbingkonstruktionen.* September 2004. – Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig; Bearbeiter:Hosser/Richter/Schnetgöke

[TUM] TUM: *Statik von Tunnelbauwerken.* – TU München - Lehrstuhl für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau - Zentrum Geotechnik

[WDS+00] WINSELMANN ; DUDDECK ; STÄDING ; BABENDERERDE ; HOLZHÄUSER: *Aktuelle Berechnungsmethoden für Tunnelauskleidungen mit Tübbingen und deren verfahrenstechnische Voraussetzungen.* 2000. – DGGT, Baugrundtagung Hannover

[Wet04] WETZELL, Prof. Dr.-Ing. (Hrsg.): *Wendehorst Bautechnische Zahlentafeln.* 31. Teubner / Beuth; DIN e.V., 2004

[ZVT03] *Zusätzliche technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauwerke (ZTV-ING).* 2003. – Bundesanstalt für Straßenwesen (bast) - Verkehrsblatt-Sammlung-Nr. S 1056

Index

Überkonsolidierungsverhältnis, 78
500 Grad Isothermen Methode, 31

Abbrandgeschwindigkeit, 43
Ablaufschema Heißbemessung, 39
Allgemeine Heißbemessung, 96, 101, 235

Berechnungsmodelle, 82
Betoninstandsetzung, 257
Bettungsmodul, 85
BOStrab, 11
BOStrab-Tunnelbaurichtlinie, 12
Brandübersprung, 13
Brandgase, 258
Brandleistung, 41, 44
Brandschutz-Putz, 22
Brandschutzplatten, 21
Brandursachen, 10

CFD-Simulation, 52, 104
Chloridschäden, 259

direkte Lasten, 92

EBA-Kurve, 47, 130
EBA-Richtlinie, 12
ETK, 44
explosionsartige Abplatzungen, 25

feuerfeste Leichtbetonzuschläge, 27
Finite Elemente, 84, 133, 204
Fire Dynamics Simulator, 104

gebetteter Stabzug, 84, 164

Häufigkeit Tunnelbrände, 10
homogene Randbedingungen, 56

indirekte Lasten, 92
inhomogene Randbedingungen, 59

Janßen, 87

Konduktion, 53
konstruktiver Brandschutz ZTV-ING, 20, 217
Konvektion, 51
kubische Wärmeausdehnung, 69

Längsfugen, 87
lineare Temperaturprofile, 119

Mindestbetondeckung, 20

Netto-Wärmestrom, 51
nichtlineare Schnittgrößenermittlung, 93, 100, 145, 235

OCTAVE, 108

PP-Beton, 26
probabilistisches Sicherheitskonzept, 16, 93
Promatect-H, 21

RABT, 13
RABT-Kurve, 46, 126
Radiation, 51
Rauchgasmenge, 44
rechnerische Nachweise, 28, 96, 235
Ringfugen, 90
Ringkopplung, 90
Rohdichte, 65
RWS-Kurve, 48

Schienen-Personen-Nahverkehr, 11
Schutzziele, 19, 28, 38
Seitendruckbeiwert, 78
Silotheorie, 79
Soft-Spalling, 25

Spannungs-Dehnungs-Beziehung, 73, 76
spezifische Brandleistung, 43
spezifische Wärmekapazität, 64
Stahllochblech-Platten, 21

Tübbing, 86
technische Regeln für den Brandschutz, 29, 39
Temperatur-Zeit-Kurven, 44
Temperaturleitfähigkeit, 67, 114
temperaturreduzierte Tragfähigkeit, 33
thermische Leitfähigkeit, 66

vereinfachte Berechnungsverfahren, 30, 222
Vermiculiteputz, 22
Versagenswahrscheinlichkeit, 16

Wärmeausdehnung, 69
Wärmeleitungsgleichung, 54

Zonen-Methode, 34
ZTV-ING, 19
Zuschlagstoff-Abplatzungen, 24
Zustand II, 92, 145