

Dissertation

Tragverhalten von Verkehrstunneln im Brandfall mit einer Innenschale aus PP-Faserbeton

**eingereicht an der Fakultät für Architektur und Bauingenieurwesen
der Bergischen Universität Wuppertal**

von

Dipl.-Ing. Carsten Peter

aus Schwerte

2017

Veröffentlicht als Heft 22 in der Schriftenreihe des
Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau
Fakultät 5, Abteilung Bauingenieurwesen
Bergische Universität Wuppertal

Herausgeber

Der Geschäftsführende Direktor
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau
Bergische Universität Wuppertal

Fachgebiet

Statik und Dynamik der Tragwerke
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Reinhard Harte
Fakultät 5, Abteilung Bauingenieurwesen
Bergische Universität Wuppertal

Organisation und Verwaltung

M. Obrig, M. Sc.
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau
Bergische Universität Wuppertal
Pauluskirchstraße 11
42285 Wuppertal
Telefon: (0202) 439-4039

© **Dr.-Ing. Carsten Peter**
Kornweg 21
58239 Schwerte

ISBN 978-3-940795-21-2

Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung in fremde Sprachen, vorbehalten. Mit Genehmigung des Autors ist es gestattet, dieses Heft ganz oder teilweise auf fotomechanischem Wege (Fotokopie, Mikrokopie) zu vervielfältigen.

Kurzfassung

Ein rechnerischer Nachweis des baulichen Brandschutzes für Verkehrstunnel mit einer Innenschale aus Beton ist aufgrund der von der Einheitstemperaturkurve abweichenden Brandeinwirkung, der statischen Unbestimmtheit und des nichtlinearen Trag- und Systemverhaltens mit der höchsten Stufe des nach DIN EN 1992-1-2 zur Verfügung stehenden Nachweisverfahrens, dem „Allgemeinen Rechenverfahren“, zu führen. Es handelt sich dabei um ein komplexes Berechnungsverfahren, welches umfangreiches Grundlagenwissen voraussetzt.

Die für die rechnerischen Nachweise zu verwendenden thermomechanischen Materialeigenschaften sind vorgegeben und gelten für Normalbeton und für Erwärmungsgeschwindigkeiten von 2 K/min bis 50 K/min. Mögliche Abplatzungen der Betonschale im Brandfall haben einen signifikanten Einfluss auf die rechnerischen Nachweise. Zur Reduzierung bzw. Vermeidung von Betonabplatzungen werden daher als bauliche Brandschutzmaßnahme häufig Betone mit Polypropylen - Fasern (PP-Faserbetone) verwendet. PP-Faserbetone weisen gegenüber Normalbeton abweichende thermomechanische Materialeigenschaften auf. Eine weitere Abweichung zu den normativen Vorgaben stellen die nationalen Bemessungsbrandkurven für Tunnelbauwerke mit einer Erwärmungsgeschwindigkeit bis 200 K/min und einer definierten Abkühlphase dar.

Im Rahmen dieser Arbeit wurden experimentelle Untersuchungen zur Ermittlung der thermomechanischen Materialeigenschaften von PP-Faserbeton durchgeführt. Durch die Zugabe von PP-Fasern zeigten sich Änderungen der thermischen Dehnungen und der Wärmeleitfähigkeit des Betons gegenüber der DIN EN 1992-1-2. Weiter war ein Ergebnis der experimentellen Untersuchungen, dass die Höhe des mechanischen Belastungsgrades, die Betongüte und die Abkühlphase einen Einfluss auf die temperaturabhängige Reduzierung der Druckfestigkeit und des E-Moduls haben.

Für zwei repräsentative Gewölbequerschnitte von Verkehrstunneln mit einer Innenschale aus PP-Faserbeton wurde der Einfluss aus einer möglichen Bandbreite der thermomechanischen Materialeigenschaften und der Brandeinwirkung auf die rechnerischen Nachweise des Brandfalls untersucht. Das Ergebnis dieser Untersuchung ist, dass unter der Voraussetzung von vernachlässigbaren Betonabplatzungen der rechnerische Nachweis des Brandfalls bei den untersuchten Tunnelquerschnitten nicht bemessungsrelevant gegenüber den rechnerischen Nachweisen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1992-1-1 (Kaltbemessung) wird und daher der ausreichende bauliche Brandschutz über Vorgaben an die konstruktive Ausbildung der Innenschale sichergestellt werden kann.

Summary

Due to the deviation of fire influence from the uniform temperature curve, the structural indeterminacy as well as the non-linear loadbearing and system behaviour, the computational verification of the structural fire protection for traffic tunnels with an in-situ concrete lining must be implemented with the highest possible level of the verification procedure according to DIN EN 1992-1-2. This verification procedure is called "General Computational Process" and contains a complex computational process, which requires a comprehensive fundamental knowledge.

The thermal-mechanical material characteristics that have to be used for the computational verification are predetermined and apply only to standard concrete and to heating-up speed from 2 K/minute to 50 K/minute. The possible concrete spalling in case of fire has a significant effect on the computational verification. Therefore, generally, concrete with polypropylene fibres (PP-fibres) is utilised to comply with the constructional fire precautions for reducing or preventing concrete spalling. PP-fibre concrete has deviating thermal-mechanical material characteristics compared to standard concrete. A further deviation from the normative directives is displayed by the dimensional fire characteristic curves for tunnel constructions with heating-up speed up to 200 K/minute and a cooling down phase.

Within the framework of this study, experimental examinations were carried out in order to detect the thermal-mechanical material characteristics of PP-fibre concrete. The addition of PP-fibres to concrete leads to alterations of the thermal expansion and the thermal conductivity of concrete compared to DIN EN 1992-1-2. Another result from the research study was that the level of the mechanical degree of loading, the concrete quality and the cooling down phase have an effect on the temperature-dependent reduction for the compressive strength and the elastic modulus.

Two representative arched cross-sections of traffic tunnels with an in-situ concrete lining made from PP-fibre concrete were investigated in terms of effects of a possible spectrum for the thermal-mechanical material characteristics and the effects of fire on the computational verification.

The result of this survey is that, provided the negligible concrete spalling, the computational verification for cases of fire is not dimensionally relevant compared to the computation verifications for the load-bearing capacity and serviceability according to DIN EN 1992-1-1 (cold Measuring). Hence, the sufficient constructional fire protection can be guaranteed via the specifications for the constructive design of in-situ concrete lining.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand im Rahmen meiner externen Promotion an der Fakultät für Architektur und Bauingenieurwesen der Bergischen Universität Wuppertal.

Mein ganz besonderer Dank gilt meinem Doktorvater Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. R. Harte für das mir entgegengebrachte große Vertrauen und die in jeder Hinsicht vorgenommene Unterstützung und Förderung.

Bei Herrn Prof. Dr.-Ing. S. Anders bedanke ich mich für das große Interesse an meiner Arbeit und die wertvolle Unterstützung sowie deren Begutachtung. Herrn Prof. Dr.-Ing. E. Nachtigall danke ich ebenfalls für die Übernahme der Begutachtung meiner Arbeit.

An Herrn Prof. Dr.-Ing. M. Pulsfort geht mein Dank für den Vorsitz der Prüfungskommission.

Darüber hinaus danke ich vielen meiner Kollegen und den wissenschaftlichen Hilfskräften aus dem Ingenieurbüro IMM, die insbesondere durch die fachlichen Diskussionen und die freundschaftliche Hilfsbereitschaft eine große Unterstützung bei der Realisierung darstellten.

Einen wertvollen Beitrag lieferten die Masterthesis von Tobias Motz M. Sc. und die Bachelorthesis von Tim Schneider B. Eng. wofür ich mich herzlich bedanke.

Der wichtigste Dank zum Schluss. Meine liebe Frau Steffi hat mir stets den Rücken frei gehalten und mich in der anstrengenden Zeit immer wieder motiviert. Meine Familie musste in dieser Zeit viel auf mich verzichten. Für das Verständnis habe ich mich bei Steffi und meinem Sohn Julius viel zu selten bedankt.

Schwerte, im November 2017

Carsten Peter

Tag der Einreichung: 13. Juli 2016

Tag der mündlichen Prüfung: 13. Januar 2017

Gutachter: Prof. Dr.-Ing. R. Harte, Prof. Dr.-Ing. S. Anders, Prof. Dr.-Ing. E. Nachtigall

Vorsitzender der Prüfungskommission: Prof. Dr.-Ing. M. Pulsfort

INHALT

KURZFASSUNG	II
SUMMARY	III
VORWORT	IV
ABBILDUNGSVERZEICHNIS	VIII
TABELLENVERZEICHNIS	XIII
1 PROBLEMSTELLUNG UND ZIELSETZUNG	1
2 STAND DER WISSENSCHAFT UND TECHNIK	3
2.1 Allgemeines.....	3
2.2 Bauweisen von Tunnelbauwerken.....	3
2.3 Brandereignisse	5
2.3.1 Allgemeines	5
2.3.2 Brände in Straßentunneln	5
2.3.3 Brände in Eisenbahntunneln.....	6
2.3.4 Brände in Versuchstunneln.....	7
2.3.5 Temperatur-Zeit-Kurven für Brandereignisse	7
2.4 Versagensarten von Stahlbetontragwerken durch Brandeinwirkung.....	10
2.4.1 Allgemeines	10
2.4.2 Betonabplatzungen.....	11
2.4.3 Bauliche Brandschutzsysteme zur Vermeidung von Betonabplatzungen	13
2.5 Temperaturabhängige Materialeigenschaften von Beton und Betonstahl	15
2.5.1 Allgemeines	15
2.5.2 Thermische Eigenschaften von Beton.....	15
2.5.3 Mechanische Eigenschaften von Beton	16
2.5.4 Mechanische Eigenschaften von Betonstahl.....	21
2.6 Einflussgrößen für die temperaturabhängigen Materialeigenschaften von Beton.....	23
2.6.1 Allgemeines	23
2.6.2 Einfluss der äußeren mechanischen Belastung	23
2.6.3 Einfluss der Zuschlagsart.....	24
2.6.4 Einfluss der Erwärmungsgeschwindigkeit	25
2.6.5 Einfluss von Hochtemperaturkriechen.....	26
2.6.6 Einfluss der Abkühlphase	28
2.6.7 Einfluss von PP-Fasern	30
2.7 Rechnerische Brandschutznachweise	34
2.7.1 Allgemeines	34
2.7.2 Allgemeines Rechenverfahren nach DIN EN 1992-1-2	34

2.8	Vorgaben zum baulichen Brandschutz für Tunnel in Regelwerken	37
2.8.1	Allgemeines	37
2.8.2	Straßentunnel: ZTV-ING	37
2.8.3	Eisenbahntunnel: Ril 853 und EBA-Ril	38
2.8.4	Sonstige Regelwerke	40
2.9	Ergebnisse von Labor-Brandversuchen	42
2.9.1	Allgemeines	42
2.9.2	Brandversuch BAST Forschungsvorhaben	42
2.9.3	Brandversuch Bühltunnel	44
2.9.4	Brandversuch Alter Schlüchtener Tunnel	45
2.9.5	Brandversuch Fildertunnel	46
2.9.6	Brandversuch Hauptbahnhof Stuttgart 21	47
3	FORSCHUNGSBEDARF UND LÖSUNGSMETHODEN	48
3.1	Allgemeines	48
3.2	Forschungsbedarf	48
3.3	Lösungsmethoden	51
4	EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN	52
4.1	Allgemeines	52
4.2	Versuchsmethodik	52
4.2.1	Stationäre und instationäre Versuche	52
4.2.2	Erwärmungsgeschwindigkeit	53
4.2.3	Untersuchungsprogramm	55
4.2.4	Beton-Probekörper	57
4.2.5	Thermomechanische Prüfeinrichtung	58
4.3	Ergebnisse	60
4.3.1	Bereinigung der gemessenen Verformungen	60
4.3.2	Stationäre Versuche	65
4.3.3	Instationäre Versuche	70
4.4	Zusammenfassung und Bewertung	78
5	RECHNERISCHE UNTERSUCHUNGEN	84
5.1	Allgemeines	84
5.1.1	Grundlagen der Tunnelstatik	84
5.1.2	Sicherheits- und Bemessungskonzept	86
5.2	Erläuterungen zum gewählten rechnerischen Nachweisverfahren im Brandfall	89
5.2.1	Verwendete Software	89
5.2.2	Berechnungsalgorithmus	89

5.2.3	Validierung der Software.....	91
5.3	Rückrechnung des Brandversuches Fildertunnel	97
5.3.1	Allgemeines	97
5.3.2	Thermische Analyse	97
5.3.3	Mechanische Analyse.....	100
5.3.4	Zusammenfassung und Bewertung	104
5.4	Rechnerischer Nachweis im Brandfall	106
5.4.1	Allgemeines	106
5.4.2	Eisenbahntunnel.....	107
5.4.3	Straßentunnel.....	113
5.5	Sensitivitätsuntersuchungen.....	116
5.5.1	Allgemeines	116
5.5.2	Brandeinwirkungen.....	116
5.5.3	Materialeigenschaften.....	122
5.6	Zusammenfassung und Bewertung der Berechnungsergebnisse	128
6	ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK	130
6.1	Zusammenfassung.....	130
6.2	Ausblick.....	132
7	LITERATUR.....	134
8	NORMEN UND RICHTLINIEN	138
ANHANG A	141
ANHANG B	152
ANHANG C	159
ANHANG D	161
ANHANG E	162

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Repräsentativer Querschnitt eines Straßentunnels in Spritzbetonbauweise [28]....	4
Abbildung 2: Brandereignis im Gotthard Tunnel [Quelle: www.dw.com]	6
Abbildung 3: Phasen eines Brandes [23].....	7
Abbildung 4: Auswahl von Brandkurven für Tunnelbauwerke	8
Abbildung 5: Übergangszonen in der Betonmatrix durch Zugabe von PP-Fasern [55].....	14
Abbildung 6: Thermische Materialkennwerte von Normalbeton nach DIN EN 1992-1-2 [89].....	16
Abbildung 7: Modell für temperaturabhängige Spannungs-Dehnungslinien von Normalbeton [89]	18
Abbildung 8: Druckfestigkeitsreduzierung f_{ce}/f_{ck} für Beton nach DIN EN 1992-1-2 [89]	19
Abbildung 9: Temperaturabhängige Spannungs-Dehnungslinien Beton mit quarzhaltigem Zuschlag nach DIN EN 1992-1-2 [89]	19
Abbildung 10: Thermische Ausdehnung von Beton nach DIN EN 1992-1-2 [89].....	21
Abbildung 11: Spannungs-Dehnungslinien von Betonstahl nach DIN EN 1992-1-2 [89]	21
Abbildung 12: Temperaturabhängige Materialeigenschaften von Beton in Abhängigkeit des Belastungsgrades, linkes Bild: Festigkeit, rechtes Bild: E-Modul [20] auf Grundlage [52].....	23
Abbildung 13: Gesamtverformungen von Beton-Probekörpern mit quarzhaltigem Zuschlag in Abhängigkeit des Zementgehaltes und des Belastungsgrades [56]	24
Abbildung 14: Temperaturabhängige Materialeigenschaften von hochfestem PP-Faserbeton in Abhängigkeit des Belastungsgrades und der Aufheizgeschwindigkeit, linkes Bild: Festigkeit, rechtes Bild: E-Modul [21].....	26
Abbildung 15: Temperaturabhängige Bruchdehnung von hochfestem PP-Faserbeton in Abhängigkeit des Belastungsgrades und der Aufheizgeschwindigkeit [21]	26
Abbildung 16: Hochtemperaturkriechen von Beton in Abhängigkeit der Temperatur und Belastung nach [73].....	27
Abbildung 17: Temperaturabhängige Spannungs-Dehnungslinien von Beton nach [56].....	27
Abbildung 18: Restdruckfestigkeit von Beton nach einer Temperatureinwirkung gemäß ÖVBB Richtlinie [98]	28
Abbildung 19: Reduktion der Betondruckfestigkeit mit quarzhaltigem Zuschlag nach DIN EN 1994-1-2 [92] im Vergleich zu Versuchsergebnissen [13]	29
Abbildung 20: Reduktion der Druckfestigkeit Beton mit kalzitischem Zuschlag nach DIN EN 1994-1-2 [92] im Vergleich zu Versuchsergebnissen [13]	29

Abbildung 21: Thermische Dehnungen von Beton aus instationären Temperaturversuchen [57]	30
Abbildung 22: Thermische Dehnung von hochfestem Beton mit und ohne PP-Fasern, links: Gesamtverlauf; rechts: Detail bis 300°C [21]	31
Abbildung 23: Temperaturabhängige Reduzierung der Festigkeit (links) und des E-Moduls (rechts) von hochfestem Beton mit PP-Fasern unter Variation des Belastungsgrades [21]	32
Abbildung 24: Temperaturabhängige Reduzierung des E-Moduls von hochfestem Beton mit PP-Fasern aus instationären Versuchen [21].....	32
Abbildung 25: Ansatz der Wärmeleitfähigkeit für PP-Faserbeton [21].....	33
Abbildung 26: Tabelle 1 aus Ril 853.1001A01 [72]	39
Abbildung 27: Tabelle 2 aus Ril 853.1001A01 [72]	40
Abbildung 28: Modell zur Bestimmung der linearen, äquivalenten Temperaturbeanspruchung nach [98].....	41
Abbildung 29: Versuchsanordnung Großbrandversuch [8]	43
Abbildung 30: Probekörper aus Referenzbeton (ohne PP-Fasern) nach Großbrandversuch [8]	44
Abbildung 31: Probekörper aus Faserbeton (mit PP-Fasern) nach Großbrandversuch [8].....	44
Abbildung 32: Schematische Darstellung der Versuchsmethodik eines stationären (links) und instationären Versuches (rechts) nach [21].....	53
Abbildung 33: Beton-Probekörper auf der Baustelle Bühlertunnel	57
Abbildung 34: Beton-Probekörper mit PP-Fasern [30]	57
Abbildung 35: Druckprüfmaschine Fa. MFL Systeme Typ RK 250 MFL [30].....	58
Abbildung 36: Hochtemperaturofen mit Stahlschutzplatten [30].....	59
Abbildung 37: Wegaufnehmer: links WA20, rechts Weg300 [30]	60
Abbildung 38: Schematische Darstellung Kalibrierversuch [30]	61
Abbildung 39: Spannungs-Dehnungslinien Versuch 1.14 für bereinigte und unbereinigte Dehnungen aus Maschinenweg - Messung	62
Abbildung 40: Bereinigung der Temperatur-Dehnungslinien für den Versuch 1.19.....	64
Abbildung 41: Spannungs-Dehnungslinien für Beton mit PP-Fasern	65
Abbildung 42: Spannungs-Dehnungslinien für Beton ohne PP-Fasern	65
Abbildung 43: Vergleich Spannungs-Dehnungslinien PP-Faserbeton für Erwärmungsgeschwindigkeiten von 4 K/min und 25 K/min	66

Abbildung 44: Vergleich Spannungs-Dehnungslinien Beton ohne PP-Fasern für Erwärmungsgeschwindigkeiten von 4 K/min und 25 K/min	66
Abbildung 45: Beton-Heißdruckfestigkeit, Vergleich DIN EN 1992-1-2 mit Versuchsergebnissen	68
Abbildung 46: Beton-Restdruckfestigkeit, Vergleich DIN EN 1992-1-2/ DIN EN 1994-1-2 mit Versuchsergebnissen	70
Abbildung 47: Thermische Dehnungen aus instationären Versuchen im Vergleich zu den Vorgaben aus DIN EN 1992-1-2 [89]	71
Abbildung 48: Gesamtdehnungen aus instationären Versuchen mit und ohne Vorbelastung ...	72
Abbildung 49: Aufgliederung der mechanischen Dehnung in die einzelnen Anteile bei hochfestem Beton mit PP-Fasern für einen Belastungsgrad $\alpha = 0,2$ [21]	73
Abbildung 50: Entwicklung von Spannungs-Dehnungslinien aus instationären Temperaturversuchen [21].....	74
Abbildung 51: Reduzierung Beton E-Modul in der Erwärmungsphase, Vergleich DIN EN 1992-1-2 [89] mit Versuchsergebnissen.....	75
Abbildung 52: Verlauf der Kraft- und Temperatureinwirkung und der Wegmessung bei Versuch 1.28	76
Abbildung 53: Thermische Dehnungen aus instationärem Versuch 1.28	77
Abbildung 54: Verlauf der Kraft- und Temperatureinwirkung und der Wegmessung bei Versuch 2.2	77
Abbildung 55: Thermische Dehnungen aus instationärem Versuch 2.2	78
Abbildung 56: Gewählte Grenzwertverläufe der Druckfestigkeitsreduzierungen	81
Abbildung 57: Gewählte Grenzwertverläufe der E-Modul-Reduzierungen	82
Abbildung 58: Zweidimensionales FE-Modell mit Tunnelquerschnitt, WinTUBE [10]	84
Abbildung 59: Statisches System des elastisch gebetteten Stabwerkes nach [74]	85
Abbildung 60: Modellprinzip Fibre Beams Software TALPA [61].....	90
Abbildung 61: Qualitativer Verlauf der thermischen Dehnung aus einer Temperatureindringkurve.....	90
Abbildung 62: Gebetteter Kreisring mit Schichtenmodellierung	92
Abbildung 63: Eisenbahntunnel: Berechnungsergebnisse TALPA, EBA-Kurve Zeitpunkt $t = 120$ min, links: Temperatur [°C], rechts: Spannung [N/mm ²]	95
Abbildung 64: Eisenbahntunnel: Berechnungsergebnisse TALPA, EBA-Kurve Zeitpunkt $t = 120$ min, Normalkraft [kN], Biegemoment [kNm]	95

Abbildung 65: Eisenbahntunnel: Zeitabhängiger Verlauf Normalkraft und Biegemoment aus Einwirkung EBA-Kurve, Vergleich numerische und analytische Berechnung	96
Abbildung 66: Anordnung der Temperaturmessstellen beim Versuchskörper Großbrandversuch Fildertunnel links Schnitt A-A, rechts Grundriss [31]	97
Abbildung 67: Anordnung der Temperaturmessstellen beim Versuchskörper Großbrandversuch Fildertunnel, Detail A [31]	98
Abbildung 68: Vergleich von Temperatureindringkurven Messung und Berechnung [58].....	98
Abbildung 69: Wärmeleitfähigkeit λ , aufgrund Kalibrierung thermische Analyse	99
Abbildung 70: Vergleich von Temperatureindringkurven Messung und Berechnung (angepasste Wärmeleitfähigkeit) [58].....	99
Abbildung 71: Anordnung der Verformungsmesspunkte am Probekörper [58].....	100
Abbildung 72: Gemessene vertikale Verformung des Probekörpers während des Großbrandversuches [31]	101
Abbildung 73: Gemessene horizontale Verformung des Probekörpers während des Großbrandversuches [31]	101
Abbildung 74: Statisches Modell Probekörper Großbrandversuch	102
Abbildung 75: Berechnete und gemessene horizontale Verformung des Probekörpers (Mittelwerte) während des Großbrandversuches	103
Abbildung 76: Berechnete und gemessene vertikale Verformung des Probekörpers während des Großbrandversuches	104
Abbildung 77: Darstellung des Regelquerschnittes eines Eisenbahntunnels [45]	107
Abbildung 78: Eisenbahntunnel: Wasserdruck p_w [kN/m ²] und Gebirgsdruck p_g [kN/m ²] unter Auftrieb	108
Abbildung 79: Eisenbahntunnel: Normalkraft $N_{K,LFK2}$ [kN] und Biegemoment $M_{K,LFK2}$ [kNm] für LFK 2 (EG+W)	109
Abbildung 80: Eisenbahntunnel: Normalkraft $N_{K,LFK3}$ [kN] und Biegemoment $M_{K,LFK3}$ [kNm] für LFK 3 (EG+G+W)	109
Abbildung 81: Eisenbahntunnel: Erforderliche Bewehrung a_s [cm ² /m] in Ringrichtung aus Kaltbemessung [cm ² /m]	110
Abbildung 82: Eisenbahntunnel: Normalkraft $N_{Ed,LFK102}$ [kN] und Biegemoment $M_{Ed,LFK102}$ [kNm] für LFK 102 (EG+W+EBA), $t = 120$ min nach Brandbeginn.....	111
Abbildung 83: Eisenbahntunnel: Zeitlicher Normalkraftverlauf N_{Ed} für den Querschnittspunkt Firste	111
Abbildung 84: Eisenbahntunnel: Zeitlicher Biegemomentverlauf M_{Ed} für den Querschnittspunkt Firste	112

Abbildung 85: Straßentunnel: Gebirgsdruck p_g [kN/m ²]	113
Abbildung 86: Straßentunnel: Normalkraft $N_{K,LFK2}$ [kN] und Biegemoment $M_{K,LFK2}$ [kNm] für LFK 2 (EG + G)	114
Abbildung 87: Straßentunnel: Erforderliche Bewehrung a_s [cm ² /m] in Ringrichtung aus Kaltbemessung [cm ² /m]	114
Abbildung 88: Straßentunnel: Normalkraft $N_{Ed,LFK102}$ [kN] und Biegemoment $M_{Ed,LFK102}$ für LFK 102 (EG+G+ZTV-ING), $t=120$ min nach Brandbeginn.....	115
Abbildung 89: Straßentunnel: Zeitlicher Normalkraftverlauf $N_{Ed,LFK102}$ für den Querschnittspunkt Firste.....	115
Abbildung 90: Straßentunnel: Zeitlicher Biegemomentenverlauf $M_{Ed,LFK102}$ für den Querschnittspunkt Firste.....	116
Abbildung 91: Temperaturverteilung im Beton unter Einwirkung der ZTV-ING-Kurve	117
Abbildung 92: Temperaturverteilung im Beton unter Einwirkung der EBA-Kurve	117
Abbildung 93: Temperaturverteilung im Beton unter Einwirkung der modifizierten Kurve (Höchsttemperatur: 1.300 °C, Vollbranddauer 55 min).....	118
Abbildung 94: Straßentunnel: Zeitlicher Normalkraftverlauf N_{Ed} für den Querschnittspunkt Firste für verschiedene Brandeinwirkungen	120
Abbildung 95: Straßentunnel: Zeitlicher Biegemomentenverlauf M_{Ed} für den Querschnittspunkt Firste für verschiedene Brandeinwirkungen.....	120
Abbildung 96: Eisenbahntunnel: Zeitlicher Normalkraftverlauf N_{Ed} für den Querschnittspunkt Firste für verschiedene Brandeinwirkungen	121
Abbildung 97: Eisenbahntunnel: Zeitlicher Biegemomentenverlauf M_{Ed} für den Querschnittspunkt Firste für verschiedene Brandeinwirkungen.....	121
Abbildung 98: Eisenbahntunnel: Zeitlicher Normalkraftverlauf N_{Ed} für den Querschnittspunkt Firste für Variation thermische Dehnung und Wärmeleitfähigkeit.....	123
Abbildung 99: Eisenbahntunnel: Zeitlicher Biegemomentenverlauf M_{Ed} für den Querschnittspunkt Firste für Variation thermische Dehnung und Wärmeleitfähigkeit	123
Abbildung 100: Straßentunnel: Zeitlicher Normalkraftverlauf N_{Ed} für den Querschnittspunkt Firste für Variation thermische Dehnung und Wärmeleitfähigkeit.....	124
Abbildung 101: Straßentunnel: Zeitlicher Biegemomentenverlauf M_{Ed} für den Querschnittspunkt Firste für Variation thermische Dehnung und Wärmeleitfähigkeit.....	124
Abbildung 102: Eisenbahntunnel: Zeitlicher Normalkraftverlauf N_{Ed} für den Querschnittspunkt Firste für Variation temperaturabhängige Druckfestigkeit und E-Modul	126

Abbildung 103: Eisenbahntunnel: Zeitlicher Biegemomentenverlauf M_{Ed} für den Querschnittspunkt Firste für Variation temperaturabhängige Druckfestigkeit und E-Modul.....	126
Abbildung 104: Straßentunnel: Zeitlicher Normalkraftverlauf N_{Ed} für den Querschnittspunkt Firste für Variation temperaturabhängige Druckfestigkeit und E-Modul	127
Abbildung 105: Straßentunnel: Zeitlicher Biegemomentenverlauf M_{Ed} für den Querschnittspunkt Firste für Variation temperaturabhängige Druckfestigkeit und E-Modul.....	127
Abbildung 106: Lieferschein Beton mit PP Fasern.....	159
Abbildung 107: Lieferschein Beton ohne PP-Fasern	160

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Temperaturabhängige Umwandlungs-/ Zersetzungsreaktionen von Beton nach[39].....	17
Tabelle 2: Temperaturabhängige Spannungs-Dehnungs-Werte Beton nach DIN EN 1992-1-2 [89]	18
Tabelle 3: Temperaturabhängige Beton E-Moduli nach DIN EN 1992-1-2 [89].....	20
Tabelle 4: Temperaturabhängige Spannungs-Dehnungs-Werte Betonstahl nach DIN EN 1992-1-2 [89]	22
Tabelle 5: Betoneigenschaften der Probekörper des BAST Forschungsvorhabens [8]	42
Tabelle 6: Ergebnisse der Großbrandversuche BAST Forschungsvorhaben [8]	43
Tabelle 7: Betonrezeptur Gewölbebeton Bühlertunnel [28]	45
Tabelle 8: Zusammenstellung Betonrezepturen und Ergebnisse für Großbrandversuche AST [59]	46
Tabelle 9: Zusammenstellung Betonrezeptur und Ergebnisse für Großbrandversuche Fildertunnel [31]	46
Tabelle 10: Betonrezepturen und Ergebnisse der Großbrandversuche Hbf Stuttgart [33],[34],[35],[36],[37],[38],[64].....	47
Tabelle 11: Temperaturerhöhung im Betonquerschnitt bei Einwirkung der EBA-Kurve	54
Tabelle 12: Erwärmungsgeschwindigkeiten im Betonquerschnitt bei Einwirkung der EBA Kurve	54
Tabelle 13: Parameter für die durchgeführten Versuche 1.1 bis 1.28 [30].....	55
Tabelle 14 : Parameter für ergänzend durchgeführte Versuche 2.1 bis 2.9.....	56
Tabelle 15 : Auswertung Kalibrierversuche unter stationärer Temperatureinwirkung	62
Tabelle 16 : Auswertung Kalibrierversuche unter instationärer Temperatureinwirkung	64

Tabelle 17: Beton - Heißdruckfestigkeiten	67
Tabelle 18: Temperaturabhängige Beton – E-Moduli	69
Tabelle 19: Beton - Restdruckfestigkeiten im wiederabgekühlten Zustand.....	69
Tabelle 20: Ermittlung temperaturabhängige E-Moduli für PP-Faserbeton aus instationären Versuchen.....	74
Tabelle 21: Analytische Vergleichsrechnung, Brandeinwirkung EBA–Kurve, t = 120min	94
Tabelle 22: Aufgebrachte Pressenkräfte im Großbrandversuch [25]	100
Tabelle 23: Statische Randbedingungen des Eisenbahntunnels	107
Tabelle 24: Statische Randbedingungen des Straßentunnels.....	113
Tabelle 25: Temperatur luftseitige Bewehrung in 7 cm Tiefe in Abhängigkeit der Brandeinwirkung	118

Symbole und Abkürzungen

Abkürzungen

BASt	Bundesanstalt für Straßenwesen
BMVBS	Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung
BOStrab	Verordnung über den Bau und Betrieb der Straßenbahnen
CEB	Comité Euro-Internacional du Béton
CEM I	Portlandzement
CEM II	Portlandcompositzement
CEM III	Hochofenzement
DAfStb	Deutscher Ausschuss für Stahlbeton
EBA	Eisenbahn Bundesamt
ETK	Einheitstemperaturkurve
FE-Modell	Finite Elemente Modell
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
HC-Kurve	Hydrocarbon-Kurve
HCinc-Kurve	Hydrocarbon-increased –Kurve
LFK	Lastfallkombination
MFPA Leipzig	Gesellschaft für Materialforschung und Prüfungsanstalt für das Bauwesen Leipzig mbH
NÖT	Neue Österreichische Tunnelbauweise
ÖVBB	Österreichische Vereinigung für Beton und Bautechnik
ÖBV	Österreichische Bautechnik Vereinigung
ÖNorm	Nationale Norm des Austrian Standards Institute
PP-Fasern	Polypropylen-Fasern
RABT	Richtlinie für die Ausstattung und den Betrieb von Straßentunneln
Ril	Richtlinie
RILEM	Reunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherche sur les Matériaux et les Constructions
RWS-Kurve	Rijkerwarterstaat-Kurve
TEN	Transeuropäisches Netz
TSI	Technische Spezifikation für die Interoperabilität
WA 20	Produktspezifischer Wegaufnehmer mit Messung der Probenverformung
Weg 300	Produktspezifischer Wegaufnehmer mit Messung des Maschinenweges
ZTV-ING	Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten

Griechische Buchstaben

α	Belastungsgrad σ_i / f_c (20 °C)
α_c	Wärmeübergangszahl
α_T	Temperaturdehnzahl
ε	Emissionsgrad der Wärmestrahlung
ε_{ges}	Gesamtdehnung Beton
ε_{el}	Elastische Verformungen Beton infolge der Belastung
ε_{pl}	Plastische Verformungen Beton infolge der Belastung
ε_s	Schwindverformungen Beton infolge Feuchteabgabe
$\varepsilon_{tr,k}$	Instationäre Kriechdehnungen Beton
ε_m	mechanische/spannungserzeugende Dehnungen Beton
$\varepsilon_{c,\theta}$	freie thermische Dehnung von Beton nach DIN EN 1992-1-2
σ_i	Spannungsniveau
θ	Temperatur bzw. T
$\rho_c(\theta)$	Temperaturabhängige Rohdichte von Normalbeton
$\lambda_c(\theta)$	Temperaturabhängige Wärmeleitfähigkeit von Normalbeton
$\lambda_s(\theta)$	Temperaturabhängige Wärmeleitfähigkeit von Betonstahl

Kleine lateinische Buchstaben

a	Temperaturleitzahl
$c_p(\theta)$	spezifische Wärmekapazität
f_c	mittlere Betondruckfestigkeit bei Raumtemperatur
f_{ck}	charakteristische Betondruckfestigkeit
$f_{c\theta}$	temperaturabhängige Betondruckfestigkeit
$k_c(\theta)$	temperaturabhängige Abminderung Druckfestigkeit von Beton
$k_s(\theta)$	temperaturabhängige Abminderung Druckfestigkeit von Stahl
k_R	Bettung
k_z	Krümmung
nom c	nominale Betondeckung der Bewehrung
p	aktivierte Bettung
p_v	Bodenauflast
t	Zeit

Große lateinische Buchstaben

C	Concrete
$E_{fi,dt}$	Bemessungswert einer Beanspruchung im Brandfall
E_s	Steifemodul Baugrund
$E_{c,\theta}$	Temperaturabhängiger Beton E-Modul
$R_{fi,dt}$	Bemessungswiderstand im Brandfall
T	Temperatur [K] bzw. θ
ΔT	Temperaturgradient

Hier nicht aufgeführte Größen sind im Text erläutert.

1 Problemstellung und Zielsetzung

Brände in Verkehrstunneln bewirken durch die hohe Hitze- und Rauchgasentwicklung eine erhebliche Gefährdung des Bauwerks und der Tunnelnutzer. Dieses Risiko kann durch entsprechende organisatorische und anlagentechnische sowie bauliche Brandschutzmaßnahmen minimiert werden.

Die organisatorischen und anlagentechnischen Brandschutzmaßnahmen unter Einbeziehung entsprechender baulicher Einrichtungen haben das Ziel die Selbst- und Fremdrettung der Tunnelnutzer zu ermöglichen. Dies wird z. B. durch ausreichende Fluchtmöglichkeiten, Aufstellflächen und Angriffspunkte für die Rettungskräfte, Kommunikationseinrichtungen, Brandmeldeeinrichtungen und Lüftungssysteme erreicht.

Die konstruktiven baulichen Brandschutzmaßnahmen haben das Ziel, die durch die hohe Hitzeentwicklung entstehenden Schäden an dem Bauwerk und das damit einhergehende Gefährdungspotential für die Tunnelnutzer und für die Konstruktion, insbesondere im Zeitraum der Selbst- und Fremdrettung, auf ein Minimum zu reduzieren.

Des Weiteren können durch einen ausreichenden baulichen, konstruktiven Brandschutz die infolge eines Brandes anfallenden Sanierungskosten minimiert werden. Unter dem monetären Gesichtspunkt sind neben den Sanierungskosten auch die Folgekosten aufgrund des Ausfalles eines Tunnels im Infrastrukturnetz, u. a. die volkswirtschaftlichen Kosten, zu nennen.

Der Weiterentwicklung des baulichen Brandschutzes für Tunnelbauwerke wurden zahlreiche nationale Forschungsprojekte gewidmet. Unter anderem wurde an der MFPA Leipzig über Großbrandversuche die positive Wirkung von Polypropylen - Fasern (PP-Fasern) auf die Reduzierung der Betonabplatzungen des Tunnelausbaus nachgewiesen [8] und in weiteren Forschungsvorhaben wurden rechnerische Nachweise zum baulichen Brandschutz entwickelt [7], [43], [44], [50].

Basierend auf den Forschungsergebnissen der MFPA Leipzig [8] wird in dem geltenden nationalen Regelwerk für Straßentunnel, der ZTV-ING [68], seit 2012 als baulicher Brandschutz für den Neubau von Tunneln die Verwendung von PP-Faserbeton für den Ausbau vorgeschrieben. Rechnerische Nachweise des baulichen Brandschutzes sind für Straßentunnel in geschlossener Bauweise gemäß ZTV-ING [68] nur in Ausnahmefällen durchzuführen.

In dem geltenden nationalen Regelwerk für Eisenbahntunnel, der Ril 853 [72], wird auf Grundlage von Forschungsergebnissen [7] ein rechnerisches Nachweisverfahren zum baulichen Brandschutz basierend auf dem „Allgemeinen Rechenverfahren“ nach DIN EN 1992-1-2 [89] aufgezeigt. Die Verwendung von PP-Faserbeton wird für den Neubau von Eisenbahntunneln in der Ril 853 [72] nicht zwingend vorgegeben. Wird PP-Faserbeton verwendet, darf für das rechnerische Nachweisverfahren eine geringere Abplatztiefe für den Ausbau berücksichtigt werden. Die Praxiserfahrungen aus der Anwendung des „Allgemeinen Rechenverfahren“ zeigen, dass es sich um ein komplexes Berechnungsverfahren handelt und anwenderspezifisch deutlich unterschiedliche Ergebnisse resultieren können (z. B. [45]).

Die für das „Allgemeine Rechenverfahren“ zu verwendenden temperaturabhängigen Beton-Materialeigenschaften, d. h. insbesondere Wärmeleitfähigkeit, Spannungs-Dehnungslinien und thermische Dehnungen werden in der DIN EN 1992-1-2 [89] ausgewiesen. Die Materialkennwerte gelten für Normalbeton ohne PP-Fasern und können gemäß Definition für die Erwärmungs- und Vollbrandphase bei Erwärmungsgeschwindigkeiten von 2 K/min bis 50 K/min angewendet werden. Diese Voraussetzungen sind für die rechnerischen Nachweise des baulichen Brandschutzes für Verkehrstunnelbauwerke aus folgenden Gründen nicht vollständig gegeben:

- Bei den Bemessungs-Brandkurven für Verkehrstunnelbauwerke liegt die Erwärmungsgeschwindigkeit bei ca. 200 K/min. Zudem handelt es sich teilweise um sogenannte geschlossene Brandkurven, wo neben einer Erwärmungs- und einer Vollbrandphase auch eine Abkühlphase definiert ist. Die Höchsttemperatur und die Dauer der Vollbrandphase differenzieren in Abhängigkeit der Bemessungs-Brandkurve.
- Aus der Verwendung von PP-Faserbeton sowie den möglichen hohen mechanischen Belastungsgraden im Tunnelausbau ist ein Einfluss auf die thermomechanischen Materialkennwerte mit entsprechenden Abweichungen zu den normativen Vorgaben zu erwarten.

Ziel dieser Arbeit ist die rechnerische Analyse des Tragverhaltens von Tunnelbauwerken im Brandfall mit einem Ausbau aus PP-Faserbeton unter Einbeziehung der möglichen Bandbreiten von thermomechanischen Materialkennwerten und Brandeinwirkungen. Die Bandbreite von thermomechanischen Materialkennwerten, insbesondere aus dem Einfluss von PP-Fasern, wird über experimentelle Untersuchungen ermittelt. Die rechnerische Analyse wird an zwei repräsentativen Gewölbequerschnitten durchgeführt. Bei Gewölbequerschnitten wird der endgültige Ausbau aus Beton als Innenschale bezeichnet. Dieser Begriff wird im Weiteren verwendet.

2 Stand der Wissenschaft und Technik

2.1 Allgemeines

In diesem Kapitel wird der Stand der Wissenschaft und Technik zum baulichen Brandschutz von Verkehrstunneln aufgezeigt. Einleitend wird eine Einführung in die Bauweisen von Tunnelbauwerken gegeben. Im Weiteren wird insbesondere auf die möglichen Brandeinwirkungen, auf die thermomechanischen Eigenschaften von Stahlbeton, auf die rechnerischen Nachweisverfahren und auf die bisherigen Regelungen zum baulichen Brandschutz in den maßgebenden Regelwerken eingegangen. Im Kapitel 3 erfolgt eine Bewertung des Ist-Zustandes, der Forschungsbedarf wird aufgezeigt und die Lösungsmethoden werden vorgestellt.

2.2 Bauweisen von Tunnelbauwerken

Vom Grundsatz kann bei der Herstellung von Tunnelbauwerken zwischen einer offenen und einer geschlossenen Bauweise unterschieden werden.

Bei der offenen Bauweise erfolgt die Herstellung des Tunnelbauwerkes im Schutze einer vorab errichteten offenen Baugrube. Nach Fertigstellung des Tunnelbauwerkes wird der verbleibende Baugrubenraum verfüllt. Ein Sonderfall der offenen Bauweise stellt die Deckelbauweise dar, bei der zu einem möglichst frühen Zeitpunkt die Baugrube abgedeckelt und dann überschüttet wird, um somit die Oberfläche frühzeitig wieder für eine Nutzung zur Verfügung zu stellen. Die weiteren Arbeiten zur Fertigstellung des Tunnelbauwerkes erfolgen unterhalb des Deckels. Einen weiteren Sonderfall stellt der Absenktunnel dar. Der Tunnel wird blockweise an Land fertiggestellt, an der Zielposition blockweise bis auf den Grund von Gewässern versenkt und miteinander wasserdicht verbunden. Oberirdische Einhausungen und Galeriebauwerke gelten nach DIN 1076 [76] und RABT [96] ab 80 m Länge ebenfalls als ein Tunnelbauwerk.

Bei der geschlossenen Bauweise erfolgt die Herstellung des Tunnelbauwerks nicht von der Oberfläche, sondern von Untertage aus. Die geschlossene Bauweise kann weiter in die Spritzbetonbauweise, auch NÖT (Neue Österreichische Tunnelbauweise) oder zyklischer Vortrieb genannt und in das maschinelle Vortriebsverfahren, auch kontinuierlicher Vortrieb genannt, unterschieden werden. Bei der Spritzbetonbauweise erfolgt ein abschnittsweiser Ausbruch des Tunnelquerschnittes im Spreng- und/ oder Baggervortrieb und eine sofortige Sicherung der freigelegten Flächen mit einem temporären Ausbau, der aus Spritzbeton, Ausbaubögen und Ankern besteht. Der temporäre Ausbau wird auch Außenschale genannt. Eine Betoninnenschale stellt den endgültigen Ausbau dar. Die nachfolgende Abbildung zeigt beispielhaft den Querschnitt eines Straßentunnels in Spritzbetonbauweise.

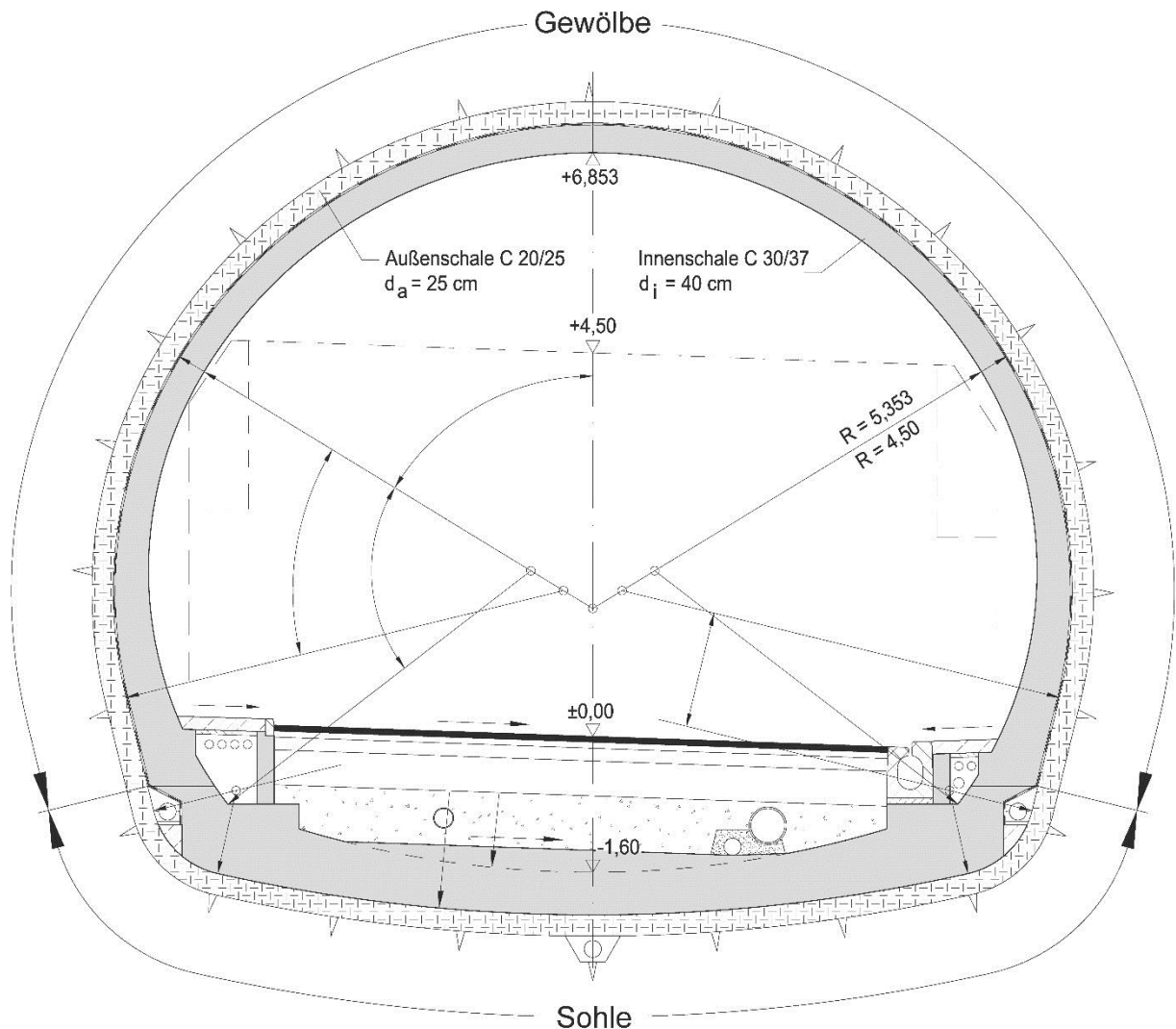


Abbildung 1: Repräsentativer Querschnitt eines Straßentunnels in Spritzbetonbauweise [28]

Bei Straßen- und Eisenbahntunneln in Spritzbetonbauweise wird aufgrund der Querschnittsgröße die Innenschale in zwei Abschnitten hergestellt. Dem mit Vorlauf betonierten Sohlusbau folgt der Gewölbeausbau, welcher über Pumpbeton in einem Gewölbeschalwagen hergestellt wird.

Beim maschinellen Vortriebsverfahren erfolgt die Herstellung des Tunnelbauwerkes mit einer Tunnelbohrmaschine. Das Bauverfahren bedingt kreisförmige Tunnelquerschnitte. In Abhängigkeit der Randbedingungen, insbesondere der Ortsbruststabilität und der Stabilität der Ausbruchslaibung, wird die Tunnelbohrmaschine mit einem Schildmantel versehen. In diesem Fall wird der Ausbau im Schutze des Schildmantels in Form von vorgefertigten Tübbingsegmenten anstelle einer Ortbetoninnenschale eingebaut.

In der vorliegenden Arbeit wird der bauliche Brandschutz für Betoninnenschalen der Spritzbetonbauweise betrachtet.

2.3 Brandereignisse

2.3.1 Allgemeines

Für die Festlegung und Dimensionierung von Brandschutzmaßnahmen in Tunneln werden in den Regelwerken Brandszenarien in Form von Temperatur-Zeit-Kurven vorgegeben. Unter Zugrundelegung einer zu definierenden Brandlast, wie z. B. PKW, LKW mit Ladung, Reise- bzw. Güterwaggon, werden die Temperatur-Zeit-Kurven aufgrund der Erkenntnisse aus Tunnelbränden, Brandversuchen und rechnerischen Simulationen festgelegt. Bei der Festlegung der Brandszenarien wird von den entsprechenden Behörden bzw. Betreibern ein als zulässig erachtetes Restrisiko einbezogen.

In diesem Kapitel werden auf Grundlage einer Literaturrecherche die Erkenntnisse aus Tunnelbränden vorgestellt, wobei zwischen realen Bränden in Straßen- bzw. Eisenbahntunneln und Bränden in Versuchstunneln unterschieden wird. Des Weiteren werden die in Europa für die Dimensionierung von Brandschutzmaßnahmen verwendeten Temperatur-Zeit-Kurven erläutert.

2.3.2 Brände in Straßentunneln

Grundsätzlich ist das Unfallrisiko für Verkehrsteilnehmer in einem Straßentunnel deutlich geringer als auf freier Strecke [14]. Begründet wird dies durch die erhöhte Aufmerksamkeit der Verkehrsteilnehmer und die höhere Verkehrssicherheit in Straßentunneln (z. B. Geschwindigkeitsbeschränkung und Entfall von Witterungseinflüssen). Kommt es zu einem Unfall in einem Straßentunnel, sind die Auswirkungen bzw. Konsequenzen jedoch erheblich, wie die Tunnelbrandereignisse in den großen transalpinen Straßentunneln zur Jahrtausendwende gezeigt haben.

Im Jahr 1999 kam es zu Tunnelbränden in dem 11,6 km langen Mont-Blanc-Tunnel und im 6,4 km langen Tauerntunnel. Im 16,3 km langen Gotthardtunnel gab es im Jahr 2001 einen Tunnelbrand. Bei allen Tunnelbränden waren Todesopfer zu verzeichnen und es sind erhebliche Schäden an dem Bauwerk aufgetreten. Aufgrund des Feuerübersprungs auf benachbarte Fahrzeuge betrug die Länge der Brandabschnitte bis zu 1200 m und die Branddauer bis zu drei Tage [99]. Als wesentliches Schadensmerkmal am Bauwerk sind Abplatzungen der Betoninnenschale zu nennen. Die Abplatztiefen betragen im Maximalfall bis zu zwei Drittel der Schalendicke [99].



Abbildung 2: Brandereignis im Gotthard Tunnel [Quelle: www.dw.com]

Als Sanierungsmaßnahmen sind bei den betroffenen Alpentunneln neben den baulichen Maßnahmen in Form einer Erneuerung bzw. Teilerneuerung der Betoninnenschale und der Fahrbahn umfangreiche anlagentechnische und organisatorische Maßnahmen zur Erhöhung der Tunnelsicherheit insbesondere in Form von Lüftungssystemen und Kommunikationseinrichtungen ausgeführt worden.

Im Rahmen einer Analyse durch die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) wurden 25 bedeutende Brände in Straßentunneln bis zum Jahr 2006 ausgewertet [4]. Die wichtigsten Ergebnisse der Analyse können wie folgt zusammengefasst werden:

- Die Branddauer in den Tunneln betrug zwischen 24 Minuten und 4 Tagen. Die Ursache für eine längere Branddauer lag im Feuerübersprung auf weitere Fahrzeuge. Dabei ist zu beachten, dass durch den Feuerübersprung eine örtliche und zeitliche Änderung des Brandabschnittes vorliegt.
- Bei Bränden, an denen ein oder zwei LKW und/oder ein Bus beteiligt waren, ergab sich in der Regel eine Branddauer von etwa 60 min bis 120 min.

2.3.3 Brände in Eisenbahntunneln

Gegenüber Straßentunneln ist die Wahrscheinlichkeit eines Tunnelbrandes in einem Eisenbahntunnel um den Faktor 20 bis 25 geringer [14]. Begründet wird dies durch den hohen Grad an Systemkontrolle im Bahnverkehr.

Im Jahr 1996 ist jedoch ein bedeutender Brand im 50 km langen Eurotunnel unter dem Ärmelkanal zu verzeichnen gewesen. Ein durch Brandstiftung entzündeter LKW auf einem Autozug löste im Tunnel Feueralarm aus und der Zugführer musste nach 18 km den Zug im Tunnel anhalten, da ein Durchschmelzen des Fahrdrabtes eine Weiterfahrt bis zu einer Feuerlöscheinrichtung nicht ermöglichte [56]. Der Tunnelbrand konnte nach ca. 24 Stunden gelöscht werden und auf einer Länge von ca. 500 m entstanden Schädigungen an der Tunnelauskleidung (Stahlbetontübbing) mit maximalen Abplatztiefen von 26 cm [99].

2.3.4 Brände in Versuchstunneln

Durch die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) wurde zusätzlich zu den realen Brandereignissen eine Auswertung von Brandversuchen in Versuchstunneln durchgeführt [4]. Insbesondere wurden die Eureka-Brandversuche aus den Jahren 1990 bis 1992 betrachtet. Hier wurden im Rahmen einer europäischen Forschungs Kooperation in einem Versuchstunnel in Norwegen Brandversuche mit verschiedenen realen Brandlasten in Form von LKWs, PKWs, Eisenbahnwagen und U-Bahnwagen durchgeführt. Die Analyse der Brandversuche ergab folgende wesentliche Ergebnisse [4]:

- In den Brandversuchen betragen die maximalen Temperaturen im Deckenbereich 600 °C bis 1365 °C. Diese Temperaturen wurden zum Zeitpunkt ca. 2 min bis 25 min nach Brandbeginn erreicht.
- Die Branddauer in den unterschiedlichen Versuchen betrug zwischen 10 min und 100 min.

Dabei ist zu berücksichtigen, dass die Versuche eine große Bandbreite hinsichtlich der relevanten Parameter Brandlast, Tunnelquerschnittsgröße und Strömungsgeschwindigkeiten hatten. Die maximale Branddauer von ca. 1,5 Stunden und Maximaltemperaturen in der Decke von 1365 °C wurden bei den Versuchen mit Straßenfahrzeugen festgestellt. Ein weiteres Ergebnis war, dass bei Tunneln mit geringer Querschnittsfläche größere Maximaltemperaturen in der Decke gemessen wurden. Unabhängig von der Querschnittsgröße wurden im Sohlbereich geringere Temperaturen als im Deckenbereich gemessen.

2.3.5 Temperatur-Zeit-Kurven für Brandereignisse

Die Entwicklung eines Brandes kann entsprechend der Abbildung 3 in eine Phase des Entstehungsbrandes und in eine Phase des voll entwickelten Brandes unterschieden werden.

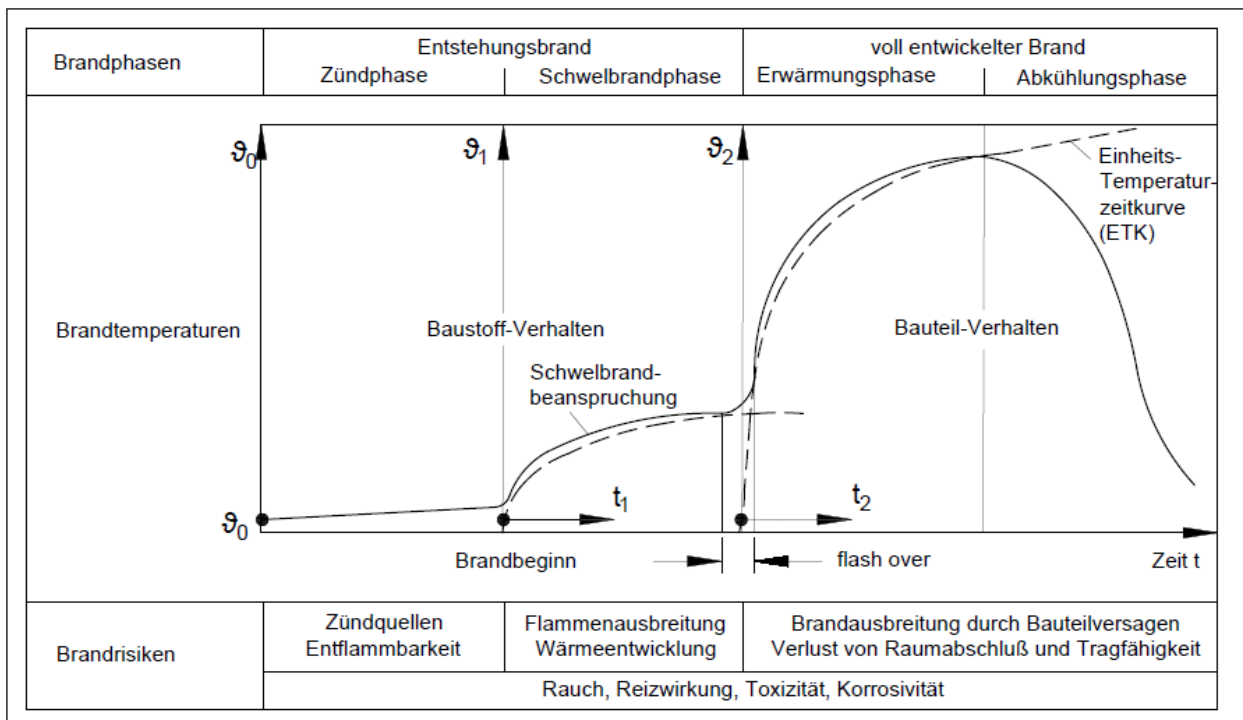


Abbildung 3: Phasen eines Brandes [23]

Aus der Zündung des Brandgutes entwickelt sich ein Schwelbrand mit Aufheizung der Luft im Brandraum. Bei einer entsprechenden Brandentwicklung kann noch nicht brennendes Brandgut auch ohne direkte Zündflamme durch die Wärmestrahlung, d. h. eine Übertragung thermischer Energie über elektromagnetische Wellen, entzündet werden. Durch die Zündung des zusätzlichen Brandgutes findet ein starker Temperaturanstieg statt. Dieser Vorgang wird als „flash-over“ bezeichnet. Die Dauer der Phasen und die Höhe der Temperatur hängen insbesondere von den Randbedingungen Brandgut, Brandraum und Sauerstoffzufuhr ab [23].

Die in den Regelwerken enthaltenen Temperatur-Zeit-Kurven für Tunnel, auch Brandkurven genannt, sind idealisiert und beginnen alle mit der Phase des „flash-over“ und einem schnellen Temperaturanstieg. Die Abbildung 4 stellt die in Europa am häufigsten verwendeten Brandkurven dar. Bei den ausgewiesenen Temperaturen handelt es sich um die Heißgastemperatur. Über die dargestellten Brandkurven hinaus werden insbesondere in Österreich auch projektspezifische Brandkurven in Abhängigkeit der jeweiligen Randbedingungen definiert.

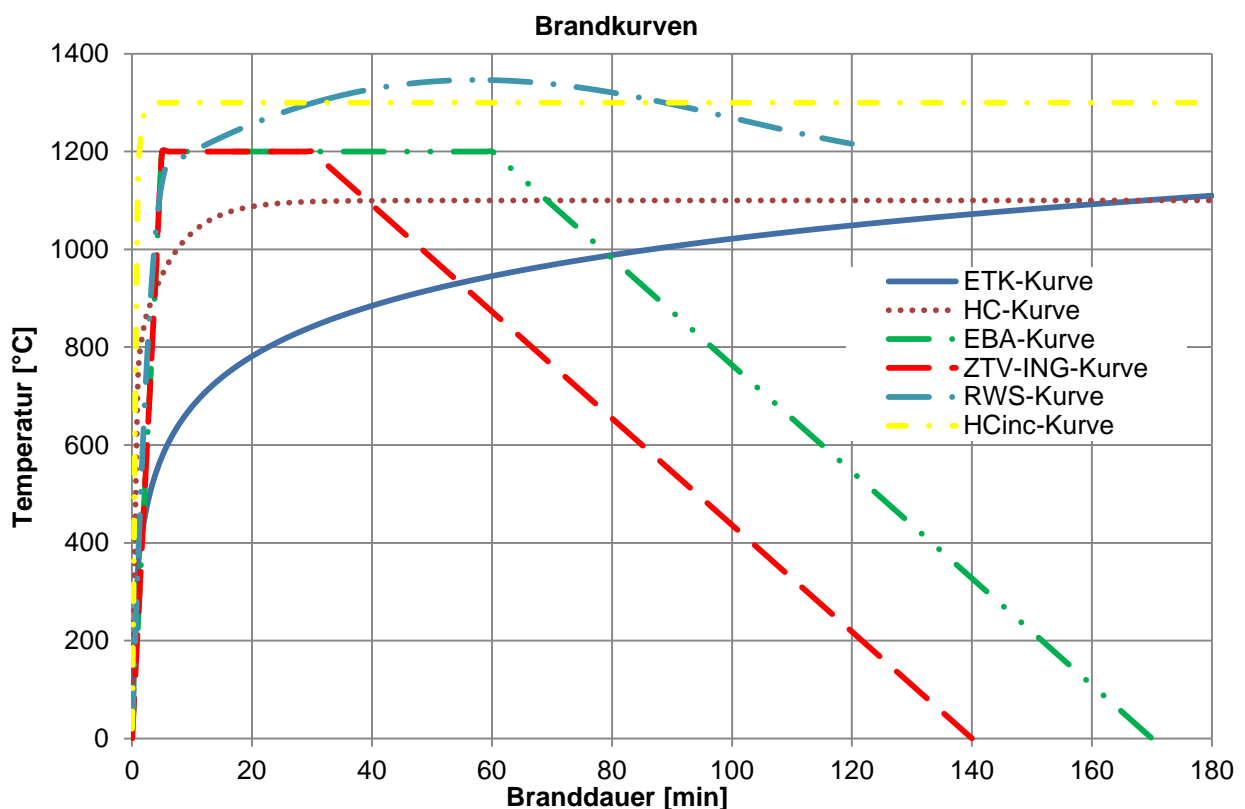


Abbildung 4: Auswahl von Brandkurven für Tunnelbauwerke

Bei allen Brandkurven folgt nach der Phase des Temperaturanstieges bis zur Maximaltemperatur die Vollbrandphase, bei der die Maximaltemperatur für einen definierten Zeitraum gehalten wird. Des Weiteren ist zwischen einer offenen und geschlossenen Brandkurve zu unterscheiden. Bei einer geschlossenen Brandkurve (EBA-Kurve und ZTV-ING-Kurve) folgt nach der Vollbrandphase eine Abkühlphase, die durch das Abbrennen der Brandlast begründet ist und ggf. noch durch Löschmaßnahmen beschleunigt wird. Die in Abbildung 4 dargestellten Brandkurven werden nachfolgend näher erläutert.

Einheitstemperatur-Kurve (ETK)

Die Einheitstemperatur-Kurve (ETK) nach DIN EN 1991-1-2 [86] stellt eine offene Brandkurve dar. Die ETK ist der Normbrand für Hochbauten und wird üblicherweise nicht für

Tunnelbauwerke verwendet. Nach Schneider, Horvath [56] kann über die ETK ein PKW-Brand, aber kein Flüssigkeitsbrand simuliert werden. Die ETK wird national und international häufig für die Prüfung der brandschutztechnischen Anforderungen von Tunneleinbauten und betriebstechnischen Ausstattungen verwendet [4].

Hydrocarbon-Kurve HC-Kurve/ HCinc-Kurve

Die Hydrocarbon-Kurve (HC-Kurve) ist eine offene Brandkurve und wird nach DIN EN 1991-1-2 [86] für einen Kohlenwasserstoffbrand (Mineralölbrand) definiert. Die Hydrocarbon-increased-Kurve (HCinc-Kurve) berücksichtigt eine höhere Temperatur von 1300 °C statt 1100 °C. In Österreich werden die beiden Kurven als Unter- und Obergrenze für den Regelfall des baulichen Brandschutzes von Straßen- und Eisenbahntunneln in den entsprechenden Regelwerken vorgegeben. Des Weiteren werden diese Kurven auch für den baulichen Brandschutz von Straßen- und Eisenbahntunnel in Frankreich und der Schweiz verwendet [56]. Diese Brandkurven sind als konservativ zu sehen und liegen am Maximum von beobachteten und versuchstechnisch ermittelten Brandkurven [56].

Rijkswartestaat-Kurve RWS-Kurve

Die Rijkswartestaat-Kurve (RWS-Kurve) ist eine in den Niederlanden entwickelte offene Brandkurve und ist insbesondere für Straßen- und Eisenbahntunnel, in denen ein Transport von gefährlichen Gütern z. B. Flüssigkraftstoffe zulässig ist, als Bemessungsbrand anzusetzen [99]. Die RWS-Kurve beinhaltet europaweit mit einer Maximaltemperatur von 1.350 °C die höchste Brandtemperatur.

ZTV-ING-Kurve

In der ZTV-ING [68][67], dem maßgebenden Regelwerk für Straßenverkehrsinfrastrukturen in Deutschland, ist die Brandkurve für Straßentunnel festgelegt. In Abweichung zu den vorherigen Brandkurven handelt es sich um eine geschlossene Brandkurve, da nach einer Entwicklungsphase von 5 min und einer Vollbrandphase von 25 min eine Abkühlphase eintritt mit einem Ende der Temperaturbeanspruchung zum Zeitpunkt 140 min nach Brandbeginn. Die maximale Temperatur beträgt 1.200 °C. Der Brandkurve liegt der Brand eines Fahrzeuges mit einer Energiefreisetzungsrate von 90 MW bis 100 MW zugrunde [4], [99].

Im Rahmen der Auswertung von realen Brandereignissen in Straßentunneln und Brandversuchen in Tunneln wurde festgestellt, dass in einigen Fällen die Branddauer der ZTV-ING-Kurve überschritten wird, wenn ein Feuerübersprung auf andere Fahrzeuge erfolgt [4]. Allerdings ist eine Verlängerung der ZTV-ING-Kurve auf z. B. mehrere Stunden nicht sinnvoll, da durch den Feuerübersprung während der gesamten Branddauer nicht derselbe Betonquerschnitt durch den Brand beansprucht wird. Weiter war ein Ergebnis der Auswertung, dass die aus den Brandversuchen in Tunneln gemessene maximale Temperatur im Deckenbereich teilweise höher als die in der ZTV-ING vorgegebene Temperatur von 1200°C war. Eine Erhöhung der maximalen Temperatur in der ZTV-ING-Kurve wird aber als nicht erforderlich gesehen, da die Versuchstunnel von der bau- und betriebstechnischen Ausstattung deutscher Straßentunnel erheblich abweichen [4]. Als Fazit wird in der BAST-Untersuchung [4] festgehalten, dass kein Handlungsbedarf zur Änderung der ZTV-ING-Kurve besteht. Für Tunnel mit erhöhten Sicherheitsanforderungen, z. B. Unterwassertunnel, wird in der ZTV-ING [68] eine verlängerte Vollbrandphase von 55 min statt 25 min vorgegeben.

In einem weiteren Forschungsvorhaben [9] wurde eine numerische Simulation eines Tunnelbrandes, resultierend aus einem Auffahrunfall eines Tanklastwagens mit einem mit Holzpaletten beladenen LKW sowie einem Brandüberschlag auf weitere PKWs, durchgeführt.

Das Ergebnis dieser numerischen Simulation zeigt keine höheren Temperaturen im Bereich der brandzugewandten Bewehrung gegenüber der Brandeinwirkung der ZTV-ING-Kurve. Nur bei ungünstigen Randbedingungen, z. B. bei eingeschränkt funktionierenden Schlitzrinnen, können höhere Beanspruchungen entstehen, die über die verlängerte Vollbrandphase von 55 min abgedeckt sind [9].

EBA-Kurve

Die nationale Brandkurve für Eisenbahntunnel, die EBA-Kurve, ist in der EBA-Ril [95] vorgegeben. Die EBA-Kurve entspricht der verlängerten ZTV-ING-Kurve mit einer Vollbrandphase von 55 min.

Der EBA-Kurve liegt der Brand eines Reisezugwagens als Brandszenario zugrunde. Im Sinne der Abwägung eines akzeptablen Restrisikos wurden Güterzugbrände mit möglichen höheren Brandbeanspruchungen, der gleichzeitige Vollbrand aller Wagen eines Reisezuges sowie Brände aufgrund terroristischer Angriffe nicht als Brandszenarien berücksichtigt [7]. Eine rechnerische Untersuchung [63] hat zum Ergebnis, dass mit der EBA-Kurve auch der Brand eines Reisezuges mit Feuerübergriff auf insgesamt neun Reisezugwagen, bezogen auf die Temperaturbeanspruchung an einem festen Ort, abgedeckt ist.

Die EBA-Kurve galt bis 2014 auch für den Nachweis des baulichen Brandschutzes von Eisenbahntunneln für das transeuropäische Hochgeschwindigkeitsnetz. In der Aktualisierung des entsprechenden europäischen Regelwerkes, der TSI [103], ist der Nachweis des baulichen Brandschutzes nun so formuliert, dass die Tragfähigkeit der Tunnelauskleidung für eine Temperatureinwirkung von 450 °C für den Zeitraum der Selbstrettung bzw. Evakuierung der Personen und das Eingreifen der Notfalldienste aufrechterhalten werden muss. Der Zeitraum ist in der TSI [103] nicht eindeutig definiert und muss projektspezifisch in Abhängigkeit der jeweiligen Evakuierungsszenarien festgelegt und im Notfallplan angegeben werden. Für Tunnel unter Wasser und Tunnel im Nahbereich von Bauwerken ist eine geeignete Temperatur-Zeit-Kurve festzulegen [103]. In Deutschland gelten grundsätzlich für alle Eisenbahntunnel weiter die strengeren Anforderungen der EBA-Ril [95], d. h. der Ansatz der EBA-Kurve für die rechnerischen Nachweise des baulichen Brandschutzes.

2.4 Versagensarten von Stahlbetontragwerken durch Brandeinwirkung

2.4.1 Allgemeines

Das maßgebliche Schadensbild aus einer Brandeinwirkung bei ungeschützten Stahlbetontragwerken sind Betonabplatzungen. Die Betonabplatzungen haben eine entsprechende Verminderung der Querschnittsdicke und damit eine verringerte Betondeckung und gegebenenfalls ein Freiliegen der brandzugewandten Bewehrung zur Folge. Dies hat entscheidenden Einfluss auf das Tragverhalten von Stahlbetontragwerken unter Brandeinwirkungen. Auf das Phänomen der Betonabplatzungen wird im Kapitel 2.4.2 gesondert eingegangen. Nachfolgend werden die wesentlichen Versagensarten erläutert.

Versagen der Zugzone

Durch die Brandeinwirkung wird der Stahlbetonquerschnitt erwärmt und die Bewehrung verliert mit zunehmender Temperatur an Festigkeit. In Verbindung mit den möglichen Betonabplatzungen kann die der Brandeinwirkung zugewandte Bewehrung vollständig an Festigkeit verlieren. In Abhängigkeit des Tragwerkes und der vorhandenen Tragfähigkeitsreserven können im Bereich von Biegezugzonen große Verformungen und evtl. ein vollständiges Tragwerksversagen die Folge sein. Die hohen Verformungen sind auf das

duktilen Verhalten von Stahlbeton bei einer Erwärmung zurückzuführen. Tunnelbauwerke mit Gewölbequerschnitten haben gegenüber Tunnelbauwerken mit einem Rechteckrahmen-Querschnitt deutlich größere Tragfähigkeitsreserven bei Ausfall von Zugbewehrung, da die Biegezugzonen bei Gewölbequerschnitten nicht so ausgeprägt sind.

Versagen der Druckzone

Insbesondere bei Tunnelbauwerken mit Gewölbequerschnitten können im Gebrauchszustand hohe Drucknormalkräfte mit einem entsprechend hohen Ausnutzungsgrad der Druckfestigkeit vorhanden sein. Mit zunehmender Temperatur verliert der Beton an Druckfestigkeit. In Verbindung mit einer Querschnittsreduzierung durch mögliche Betonabplatzungen und zusätzlichen Zwangsdruckkräften aus der Erwärmung kann es zu einer Überbeanspruchung und Versagen der Betondruckzone kommen.

Versagen durch Schub- oder Torsionsbruch

Bei Tunneln in offener Bauweise mit einem Rechteckrahmenquerschnitt und hoher Schubbeanspruchung im Bereich der Deckenauflagerung kann sich durch die Festigkeitsreduzierung des Betons und der Bewehrung infolge Erwärmung die Schubtragfähigkeit stark reduzieren. Bei Tunnelbauwerken mit Gewölbequerschnitten ist ein Versagen im Brandfall durch Schub- oder Torsionsbruch nicht zu erwarten.

2.4.2 Betonabplatzungen

Nach dem Beton Brandschutz Handbuch [23] können vom Grundsatz drei verschiedene Arten von Abplatzungen unterschieden werden:

- Zuschlagstoffabplatzungen (aggregate spalling),
- Abfallen von Betonschichten (sloughing off),
- explosionsartige Abplatzungen (explosive spalling).

Die Zuschlagstoffabplatzungen beinhalten das Zerplatzen bzw. Zersplittern der Zuschlagkörner aufgrund physikalischer und chemischer Prozesse und sind in der Regel auf die Bauteiloberfläche mit Abplatztiefen von ca. 10 mm begrenzt [23]. Die Zuschlagstoffabplatzungen haben daher nur einen geringen Einfluss auf das Tragverhalten im Brandfall.

Das Abfallen von Betonschichten ist nach längerer Branddauer oder nach dem Brand (Abkühlphase) mit zunehmender Verformung festzustellen [103]. Der Grund hierfür ist die Zermürbung und Rissbildung des Betons aufgrund der Brandbeanspruchung.

Die explosionsartigen Abplatzungen sind auf thermomechanische und thermohydraulische Prozesse aus der Brandbeanspruchung zurückzuführen. Unter dem thermomechanischen Prozess ist die Entstehung von Eigenspannungen aus Dehnungsunterschieden der Betonkomponenten (Zementmatrix und Zuschlag) und aus den Dehnungsunterschieden infolge der nichtlinearen Temperaturverteilung im Querschnitt zu verstehen. Des Weiteren sind die aus der Temperatureinwirkung resultierenden Zwängungsspannungen aufgrund der Dehnungsbehinderung durch die Strukturgeometrie dem thermomechanischen Prozess zuzuordnen.

Als maßgebliche Ursache für die explosionsartigen Betonabplatzungen ist der thermohydraulische Prozess zu sehen [99]. Das Porenwasser sowie das physikalisch gebundene Wasser im Beton werden bei entsprechend hoher Temperatureinwirkung in Wasserdampf umgewandelt. Ist der Porenraum des Betons nicht in der Lage, für einen ausreichenden Abbau des Wasserdampfdruckes zu sorgen, resultieren aus dem Porendruck

hohe Zugspannungen mit Überschreitung der Betonzugfestigkeit, was explosionsartige Abplatzungen zur Folge hat. Der Abplatzprozess kann bereits bei Temperaturen im Beton von ca. 125 °C bis 150 °C beginnen [40], [54]. Die maßgeblichen Einflussparameter für die Größe von Abplatzungen sind die Erwärmungsgeschwindigkeit, die Betonfeuchte, der Belastungszustand, die Betonfestigkeit, der Betonzuschlag und eventuelle bauliche Brandschutzsysteme.

Erwärmungsgeschwindigkeit

Die Erwärmungsgeschwindigkeit hat nach Paliga [40] einen Einfluss auf die Betonabplatzungen. Demnach liegt bei Erreichen einer Betontemperatur von 125 °C in 1 cm Bauteiltiefe innerhalb der ersten 10 min nach Brandbeginn eine erhöhte Abplatzneigung vor. Aufgrund der hohen Erwärmungsgeschwindigkeiten der nationalen Brandkurven für Verkehrstunnel von ca. 200 K/min (siehe Abbildung 4) tritt ohne Schutzmaßnahmen diese Situation ein.

Betonfeuchte

Mit höherem Feuchtegehalt des Betons steigt die Größe des Wasserdampfdruckes und damit auch die Abplatzneigung. Nach dem Beton Brandschutz Handbuch [23] treten in Normalbeton mit einem Feuchtegehalt von kleiner 2 M.-% keine Abplatzungen auf. Bei Tunnelinnenschalen ist von Betonfeuchten von größer 2 M.-% auszugehen. Untersuchungen an Bestandstunnelinnenschalen haben gezeigt, dass bereits in einer Tiefe von 3 cm Feuchtegehalte größer 3 M.-% vorhanden sind [53].

Belastungszustand

Hohe Druckspannungen im Bauteil durch äußere mechanische Einwirkung erhöhen die Abplatzneigung. Es kann von erhöhten Abplatzneigungen bei Druckspannungen von größer 20 % der Betondruckfestigkeit ausgegangen werden [7]. Dies wird durch ein Überschreiten der Betonzugfestigkeit senkrecht zur beflamnten Bauteiloberfläche begründet [7]. Weiter wird durch hohe Druckspannungen im Bauteil die Rissbildung im Beton reduziert und damit auch die Entspannung des Dampfdruckes eingeschränkt [99].

Die aus der Temperatureinwirkung resultierenden Zwangsdruckspannungen im Bauteil erhöhen sich mit zunehmender Baugrundsteifigkeit und können zusätzlich einen entscheidenden Beitrag zum Belastungszustand liefern.

Betonfestigkeit

Ein Beton mit hoher Druckfestigkeit neigt eher zu Abplatzungen [7]. Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass Betone mit hoher Druckfestigkeit einen niedrigen w/z-Wert und damit geringe Porosität und Permeabilität aufweisen, wodurch sich ein höherer Wasserdampfdruck aufbauen kann.

Betonzuschlag

Die Art des Betonzuschlags hat Einfluss auf das Abplatzverhalten durch differenzierte thermo-mechanische Prozesse infolge einer unterschiedlichen Ausdehnung von Zuschlag und Zementstein. Weiter sind chemisch-mineralogische Prozesse in Form eines Quarzsprunges bzw. einer Dekarbonatisierung zu nennen (siehe auch Tabelle 1). Im Rahmen eines Forschungsvorhabens [8] wurde in Kleinbrandversuchen das Abplatzverhalten von Beton mit quarzhaltigem und kalkhaltigem Zuschlag untersucht. Da die Unterschiede mit ca. 2- 4 M.-% gering waren, ist in [8] keine Empfehlung für eine Zuschlagsart getroffen worden. Ungünstige Eigenschaften im Brandfall wurden bei Zuschlägen aus Sandstein und Flint [7] sowie

grobkristallinen Granitarten und Gneis [40] festgestellt. Zuschläge aus Basalt weisen aufgrund des niedrigen Ausdehnungskoeffizienten und der geringen Umwandlungsreaktionen gegenüber üblichen Zuschlagsarten (quarzitisch, kalzitisch) eine geringere Abplatzneigung im Brandfall auf [7].

Der Größtkorndurchmesser des Zuschlags hat ebenfalls einen Einfluss auf das Abplatzverhalten. Mit zunehmendem Größtkorndurchmesser nehmen die Dehnungsunterschiede zwischen Zuschlag und Zementstein und damit die Eigenspannungen und Abplatzneigungen zu. Von Paliga [40] wird daher ein maximaler Größtkorndurchmesser von 16 mm empfohlen.

Zementart

Bei einem Großbrandversuch wurde eine Variation der Zementart bei den Betonrezepturen vorgenommen [59]. Die Versuchsergebnisse haben gezeigt, dass bei Verwendung des Zements CEM II/A-S 52,5 vernachlässigbare Abplatzungen festgestellt wurden, wogegen bei der Verwendung von CEM I 42,5 R deutliche Abplatzungen aufgetreten sind [59]. Dieser Großbrandversuch ist im Kapitel 2.9.4 vorgestellt. Da für Betonrezepturen mit der Zementart CEM I auch erfolgreiche Großbrandversuche mit vernachlässigbaren Betonabplatzungen vorliegen (siehe Kapitel 2.9.2) ist eine eindeutige Bewertung der Zementart im Hinblick auf die Abplatzneigung derzeit nicht möglich. Die projektspezifische Zusammensetzung der Betonrezepturen mit den weiteren Einflussfaktoren muss bei einer Bewertung mit einbezogen werden.

Bauliche Brandschutzsysteme

Durch bauliche Brandschutzsysteme kann die Abplatzneigung deutlich reduziert werden. Auf die Wirkungsweise der Brandschutzsysteme wird in dem nächsten Kapitel detaillierter eingegangen.

2.4.3 Bauliche Brandschutzsysteme zur Vermeidung von Betonabplatzungen

Als wesentliche bauliche Brandschutzsysteme können Putz- und Plattenbekleidungen, Brandschutzbewehrung und die Zugabe von PP-Fasern in den Beton genannt werden. Nachfolgend werden die Funktionsweisen sowie die Erkenntnisse aus der Anwendung erläutert.

Putz- und Plattenbekleidungen

Im Sinne einer Brandschutzisolierung kann der Beton mit einer Putz- oder Plattenbekleidung und damit vor zu hohem Wärmeintrag geschützt werden. Das Abplatzrisiko kann damit reduziert werden und die luftseitige Bewehrung kann vor zu hoher Erwärmung und damit Tragfähigkeitsverlust geschützt werden.

Im Tunnelbau kommen Putzverkleidungen auf Vermiculite-, Perlite- oder Mineralfaserbasis zum Einsatz [7]. Voraussetzung für die Funktionsfähigkeit ist eine ausreichende Haftung an der Innenschale und eine Abplatzresistenz im Brandfall. Die Brauchbarkeit der Putze ist über Brandversuche und/oder bauaufsichtliche Zulassungen nachzuweisen.

Als Plattenbekleidung kommen im Wesentlichen zementgebundener Glasfaserleichtbeton, Calciumsilikat, beschichtete Lochblechplatten und Sandwichplatten zum Einsatz [7]. Die Brauchbarkeit ist analog zu den Brandschutzputzen über Brandversuche und/oder bauaufsichtliche Zulassungen nachzuweisen.

Brandschutzputze und -bekleidungen haben den Nachteil, dass die Kosten hoch sind und die Nutzungsdauer deutlich geringer als die der Tunnelinnenschale ist und somit eine mehrmalige

Erneuerung im Lebenszyklus des Tunnelbauwerkes erforderlich wird. Weiter ist eine visuelle Überprüfung der Tunnelinnenschale z. B. für Bauwerksprüfungen oder aufgrund von Undichtigkeiten deutlich erschwert bzw. nicht möglich.

Brandschutzbewehrung

Als konstruktive Maßnahme für den baulichen Brandschutz wurde für Straßentunnel und für Eisenbahntunnel in offener Bauweise bis zum Jahr 2012 in der ZTV-ING Teil 5 [68] und der Ril 853 [72] eine zusätzliche Brandschutzbewehrung in Form einer verzinkten Mattenbewehrung N94 mit einer Betondeckung von 20 mm vorgeschrieben. Durch die Brandschutzbewehrung soll die Tiefe sowie ein Herabfallen von Betonabplatzungen minimiert werden. Die Ergebnisse eines Großbrandversuches [8] haben gezeigt, dass die Brandschutzbewehrung die Abplatzung des Betons nur zu Beginn der auftretenden Beflammung kurzzeitig verhindern konnte. Im weiteren Brandverlauf ging die Tiefe der Betonabplatzungen über die Lage der Brandschutzbewehrung hinaus. In Heft 544 der österreichischen Forschungsgemeinschaft Straße und Verkehr [99] sind Ergebnisse von Brandversuchen veröffentlicht, wonach auch bei Erhöhung der Brandschutzbewehrung auf 3 Lagen keine signifikant geringere Abplatztiefe erreicht werden konnte.

Zugabe von Polypropylenfasern (PP-Fasern):

Wie die Ergebnisse zahlreicher Klein- und Großbrandversuche (z. B. [8]) zeigen, führt die Zugabe von PP-Fasern zum Beton nachweislich zu geringeren Betonabplatzungen. Dies wird aus dem Vergleich der Abbildung 30 und Abbildung 31 in Kapitel 2.9.2 deutlich, wo durch die Zugabe von 2 kg PP-Fasern pro m^3 Beton die Betonabplatzungen auf eine vernachlässigbare Größenordnung reduziert werden konnten. Die geringen Betonabplatzungen werden in der Literatur darauf zurückgeführt, dass PP-Fasern ab einer Temperatur von ca. 150 °C schmelzen bzw. sich zersetzen und damit Mikrokanäle frei werden [46]. Durch die gleichzeitig stattfindende Mikrorissbildung, ausgehend von den Mikrokanälen, entsteht eine netzartige Verbindung die eine größere Permeabilität und damit ein Abbau der für die Betonabplatzungen verantwortlichen Wasserdampfdrücke bewirkt [46]. Die netzartigen Verbindungen können zudem als Rissekeime gesehen werden, die zum Abbau der Eigen- und Zwangspannung beitragen [46]. Auch unterhalb des Schmelzpunktes ist die Durchlässigkeit bzw. Permeabilität von Beton mit PP-Fasern gegenüber Normalbeton höher, was auf die Bildung von Übergangszonen zwischen Fasern und Zementsteinmatrix und einer Verbindung der Übergangszonen zwischen den Zuschlagkörnern zurückgeführt wird [55], [99].

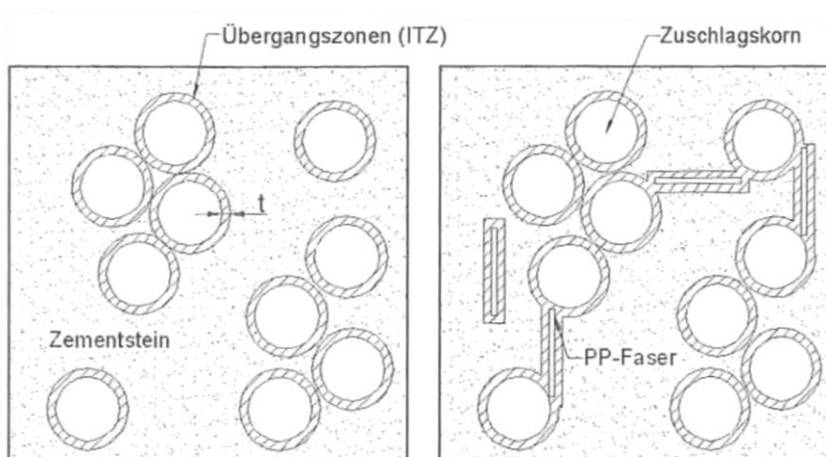


Abbildung 5: Übergangszonen in der Betonmatrix durch Zugabe von PP-Fasern [55]

2.5 Temperaturabhängige Materialeigenschaften von Beton und Betonstahl

2.5.1 Allgemeines

Die Materialeigenschaften von Stahlbeton verändern sich bei einer Erwärmung und beeinflussen maßgebend das Tragverhalten von Bauwerken im Brandfall.

In diesem Kapitel werden die maßgebenden temperaturabhängigen Materialeigenschaften von Beton auf Grundlage der DIN-EN 1992-1-2 [89] vorgestellt. Es wird dabei eine Differenzierung in die thermischen und die mechanischen Eigenschaften von Beton sowie mechanische Eigenschaften von Betonstahl vorgenommen.

2.5.2 Thermische Eigenschaften von Beton

Die thermischen Eigenschaften und damit auch indirekt die mechanischen Eigenschaften von Stahlbeton werden durch die folgenden physikalischen Parameter beeinflusst:

- Dichte ρ
- spezifische Wärmekapazität c_p
- Wärmeleitfähigkeit λ
- Temperaturleitfähigkeit a

Dichte

Die Rohdichte des Betons verringert sich bei Erwärmung insbesondere durch den Wasserverlust infolge von Verdampfung. In der Abbildung 6 ist die temperaturabhängige Dichte nach DIN EN 1992-1-2 [89] graphisch dargestellt.

Spezifische Wärmekapazität

Die spezifische Wärmekapazität c_p ist die Wärmemenge, die benötigt wird, um Material mit einer Masse von 1 kg um eine Temperatureinheit zu erwärmen. Der Feuchtegehalt im Beton wird dadurch berücksichtigt, dass in die spezifische Wärmekapazität c_p des trockenen Betons die Verdampfungsenthalpie des Wassers einbezogen wird. Es wird angenommen, dass das Wasser bei einer Temperatur von 100 °C zu verdampfen beginnt und beim Erreichen der Temperatur von 200 °C vollständig verdampft ist [7]. Der dafür benötigte Energieverbrauch wird dabei durch die geeignete Wahl des Rechenwerts für die spezifische Wärmekapazität c_p im Temperaturbereich zwischen 100 °C und 200 °C in Abhängigkeit des Feuchtegehalts nach DIN EN 1992-1-2 [89] berücksichtigt. In der Abbildung 6 sind die temperaturabhängigen Werte der spezifischen Wärmekapazität c_p nach DIN EN 1992-1-2 [89] graphisch dargestellt.

Wärmeleitfähigkeit

Die Wärmeleitfähigkeit bzw. thermische Leitfähigkeit λ gibt an, welche Wärmemenge bei einer stationären Betrachtung während einer Sekunde durch eine Fläche von 1 m² und einer Schichtdicke von 1 m bei einem Temperaturunterschied von 1 °C zwischen den Schichtoberflächen hindurchtritt. Sie ist abhängig von der Größe und Verteilung der Luftporen, dem Wassergehalt und der Wärmeleitfähigkeit der im Bauteil enthaltenen Werkstoffe. Aus diesem Grund unterscheidet die DIN EN 1992-1-2 [89] zwischen quarzhaltigen und kalkhaltigen Zuschlägen sowie Leichtzuschlägen. Erhöht sich der Feuchtegehalt im Beton, steigt auch die Wärmeleitfähigkeit. Die DIN EN 1992-1-2 [89] berücksichtigt dieses jedoch nicht, sondern lediglich die Temperaturabhängigkeit. Die Abbildung 6 zeigt den Verlauf der Wärmeleitfähigkeit nach DIN EN 1992 1-2 [89] mit oberen und unteren Grenzwerten. Die oberen Grenzwerte gelten vom Grundsatz für quarzhaltige Zuschläge und die unteren

Grenzwerte für kalksteinhaltige Zuschläge. Der Nationale Anhang der DIN EN 1992-1-2 [90] gibt für Berechnungen den Ansatz der oberen Grenzwerte vor.

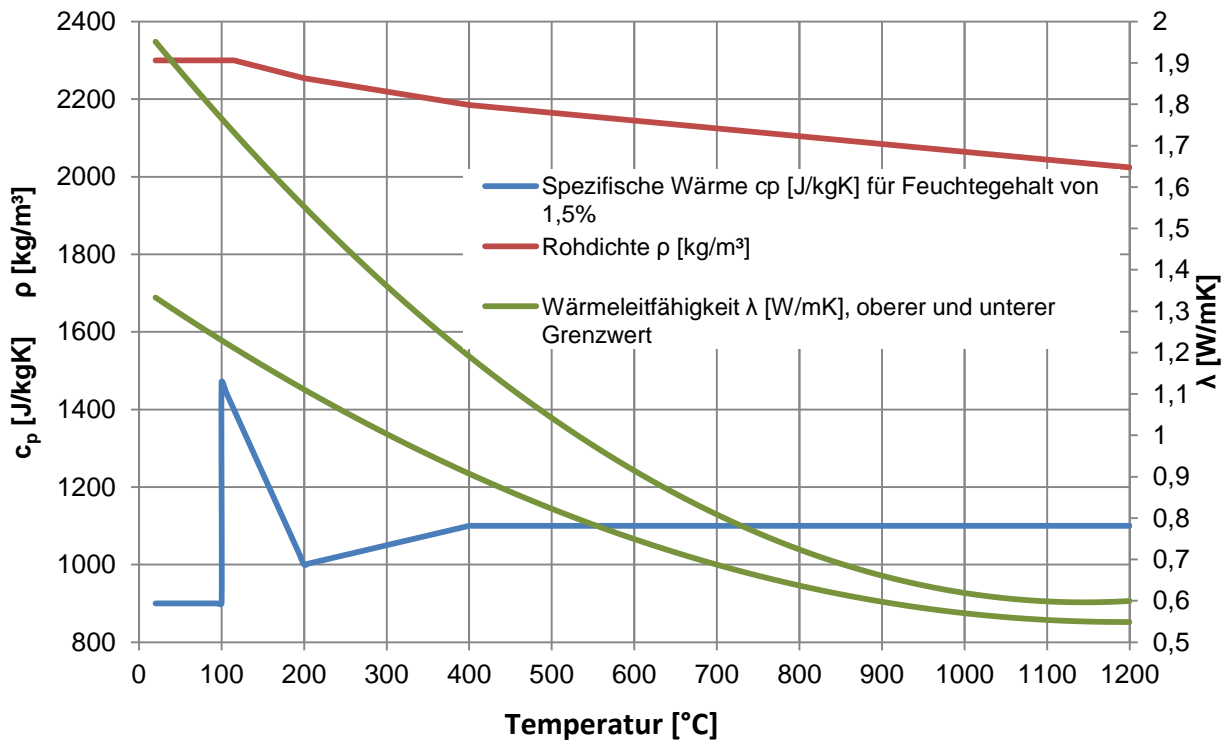


Abbildung 6: Thermische Materialkennwerte von Normalbeton nach DIN EN 1992-1-2 [89]

Temperaturleitfähigkeit

Die Temperaturleitfähigkeit a wird ermittelt, indem die Wärmeleitfähigkeit λ durch das Produkt der Dichte ρ und der Wärmekapazität c_p dividiert wird.

$$a = \frac{\lambda}{\rho \cdot c_p} \quad [\text{m}^2/\text{s}] \quad (2.1)$$

Aus diesem Grund liegt eine Abhängigkeit der Temperaturleitfähigkeit von der Zuschlagsart und von der Temperatur vor.

2.5.3 Mechanische Eigenschaften von Beton

Beton wird aus mineralischen Bestandteilen hergestellt, besitzt eine relativ schlechte Wärmeleitfähigkeit und ist vom Grundsatz als nicht brennbar einzustufen [56].

Unter Temperatureinwirkung verändern sich die mechanischen Eigenschaften von Beton aufgrund physikalischer Vorgänge, insbesondere der Abgabe von Wasser, sowie chemisch-mineralogischer Umlagerung signifikant. Die Größe der Veränderung hängt von den individuellen Eigenschaften des Zementsteins und des Zuschlags ab.

Die nachfolgende Tabelle zeigt die wesentlichen Umwandlungs- und Zersetzungsprozesse für Beton mit quarzitischen und kalzitischen Zuschlägen unter Temperatureinwirkung.

Tabelle 1: Temperaturabhängige Umwandlungs-/ Zersetzungsreaktionen von Beton nach [39]

Temperaturbereich [°C]	Umwandlungs- oder Zersetzungsreaktion
30 - 120	Verdunstung bzw. Verdampfung von freiem und physikalisch gebundenem Wasser
100 - 300	Gelabbau, Dehydrationsbeginn
250 - 600	Abgabe des chemisch gebundenen Wassers
450 - 550	Zersetzung von Portlandit $\text{Ca}(\text{OH})_2 \rightarrow \text{CaO} + \text{H}_2\text{O}$
573	Nur bei Quarz: Quarzumwandlung $\alpha \rightarrow \beta\text{-SiO}_2$
600 - 700	Beginn der Zersetzung der CSH-Phasen; Bildung von $\beta\text{-C}_2\text{S}$
600 - 900	Nur bei Kalkstein: Entsäuerung $\text{CaCO}_3 \rightarrow \text{CaO} + \text{CO}_2$
1200 - 1300	Beginn des Schmelzens von Zementstein
≥ 1400	Zementstein liegt als Schmelze vor

Neben den individuellen Veränderungen der Einzelkomponenten hat die Veränderung des Verbundes der beiden Komponenten Zementstein und Zuschlag Auswirkung auf die Materialeigenschaften. Hier sind insbesondere die deutlichen Dehnungsunterschiede infolge einer Temperatureinwirkung zwischen Zementstein und Zuschlag zu nennen. Diese führen zu Rissbildungen und entsprechender Einschränkung des Verbundes.

Das in der DIN EN 1992-1-2 [89] ausgewiesene temperaturabhängige Materialverhalten von Beton basiert auf Ergebnissen von stationären und instationären Versuchen an zylindrischen Betonkörpern. Die Materialmodelle nach DIN EN 1992-1-2 [89] haben die Einschränkung, dass sie nur für ansteigende Bauteiltemperaturen und für Erwärmungsgeschwindigkeiten von 2 K/min bis 50 K/min gelten. Die Versuchsmethodik des stationären und instationären Versuches auf Basis der Empfehlungen des RILEM Technical Comitee [47], [48], [49] wird im Kapitel 4.2.1 näher vorgestellt.

Temperaturabhängige Spannungs-Dehnungslinien von Beton nach DIN EN 1992-1-2

In der DIN EN 1992-1-2 [89] werden die temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungslinien für Normalbeton bis zu einer Betongüte von C50/60 gemäß Abbildung 7 und Tabelle 2 ausgewiesen. Bei den Zahlenwerten für die Spannungen und Dehnungen wird nach quarzitischem und kalzitischem Zuschlag unterschieden. Der Verlauf der temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungslinien kann nach Gleichung 2.2 ermittelt werden. Für $\varepsilon_{c1(\theta)} < \varepsilon \leq \varepsilon_{cu1,\theta}$ sollte aus numerischen Gründen ein abfallender Kurventeil angenommen werden, wobei lineare und nichtlineare Modelle zulässig sind [89].

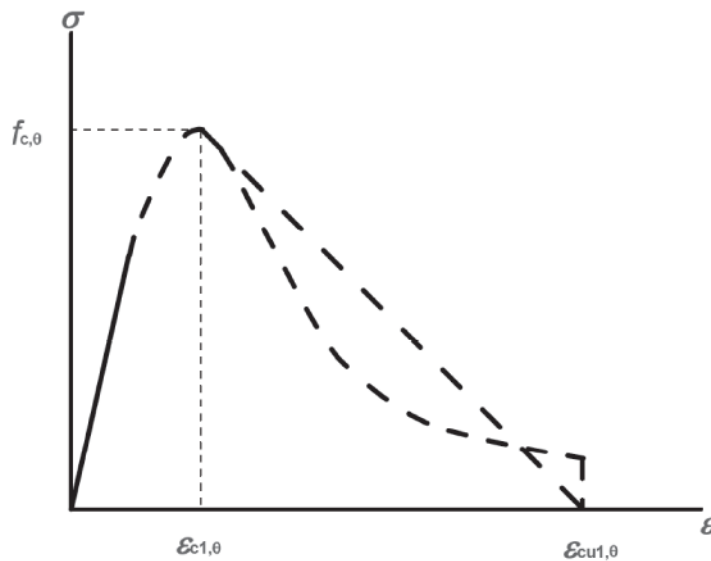


Abbildung 7: Modell für temperaturabhängige Spannungs-Dehnungslinien von Normalbeton [89]

$$\sigma(\theta) = \frac{3 \epsilon \cdot f_{c,\theta}}{\epsilon_{c1,\theta} \cdot \left[2 + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right]} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (2.2)$$

$\epsilon \leq \epsilon_{c1,\theta}$

Tabelle 2: Temperaturabhängige Spannungs-Dehnungs-Werte Beton nach DIN EN 1992-1-2 [89]

Beton	Quarzhaltige Zuschläge			Kalksteinhaltige Zuschläge			
	Temp. Θ [°C]	$f_{c\theta} / f_{ck}$ [-]	$\epsilon_{c1,\theta}$ [-]	$\epsilon_{cu1,\theta}$ [-]	$f_{c\theta} / f_{ck}$ [-]	$\epsilon_{c1,\theta}$ [-]	$\epsilon_{cu1,\theta}$ [-]
	1	2	3	4	5	6	7
20	20	1,00	0,0025	0,0200	1,00	0,0025	0,0200
100	100	1,00	0,0040	0,0225	1,00	0,0040	0,0225
200	200	0,95	0,0055	0,0250	0,97	0,0055	0,0250
300	300	0,85	0,0070	0,0275	0,91	0,0070	0,0275
400	400	0,75	0,0100	0,0300	0,85	0,0100	0,0300
500	500	0,60	0,0150	0,0325	0,74	0,0150	0,0325
600	600	0,45	0,0250	0,0350	0,60	0,0250	0,0350
700	700	0,30	0,0250	0,0375	0,43	0,0250	0,0375
800	800	0,15	0,0250	0,0400	0,27	0,0250	0,0400
900	900	0,08	0,0250	0,0425	0,15	0,0250	0,0425
1000	1000	0,04	0,0250	0,0450	0,06	0,0250	0,0450
1100	1100	0,01	0,0250	0,0475	0,02	0,0250	0,0475
1200	1200	0,00	–	–	0,00	–	–

In der Abbildung 8 ist die temperaturabhängige Reduzierung der Betondruckfestigkeit graphisch dargestellt. Ergänzend enthält die Abbildung die Angaben für die Betongüten C55/67 und C60/75, die gesondert als hochfeste Betone in der DIN EN 1992-1-2 [89] geregelt sind. Eine Unterscheidung der Zuschlagsart wird bei hochfesten Betonen nicht gemacht. Praxiserfahrungen zeigen, dass bei Tunnelinnenschalen aufgrund von Überfestigkeiten die tatsächlichen Betonfestigkeiten oft in einer Größenordnung > C55/67 liegen.

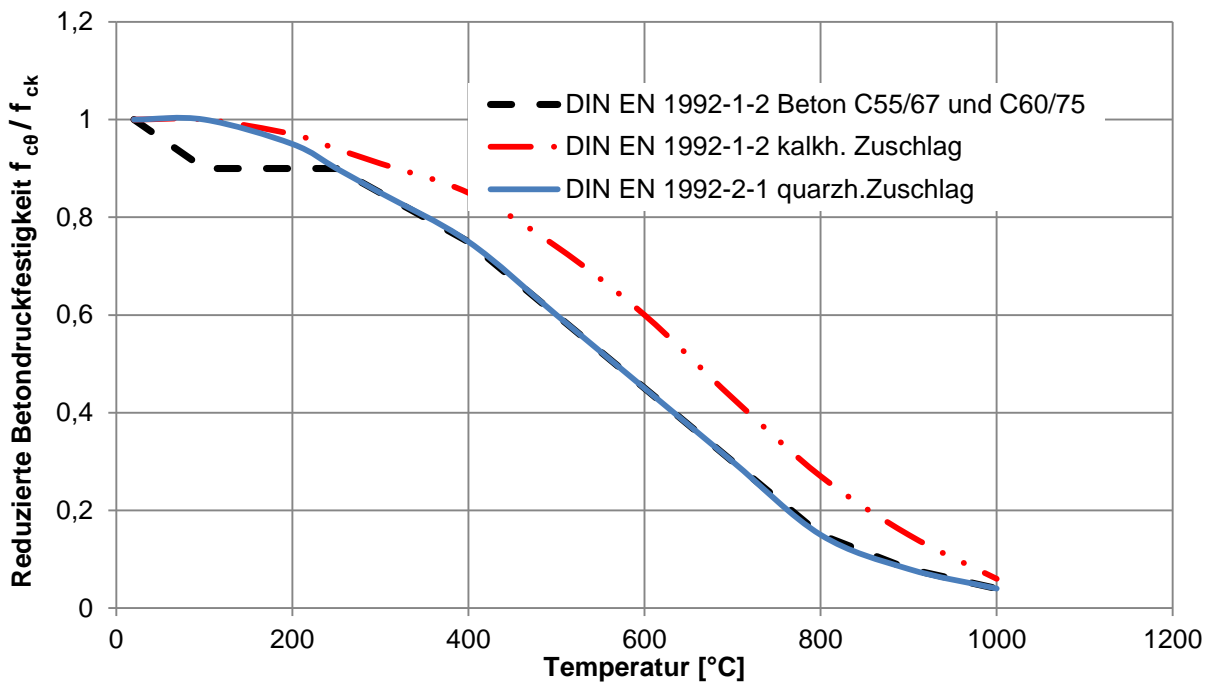


Abbildung 8: Druckfestigkeitsreduzierung f_{cb}/f_{ck} für Beton nach DIN EN 1992-1-2 [89]

Die Abbildung 9 zeigt exemplarisch für einen Beton C30/37 mit quarzhaltigem Zuschlag die temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungslinien von Normalbeton nach Gleichung 2.2 auf Grundlage der DIN EN 1992-1-2 [89].

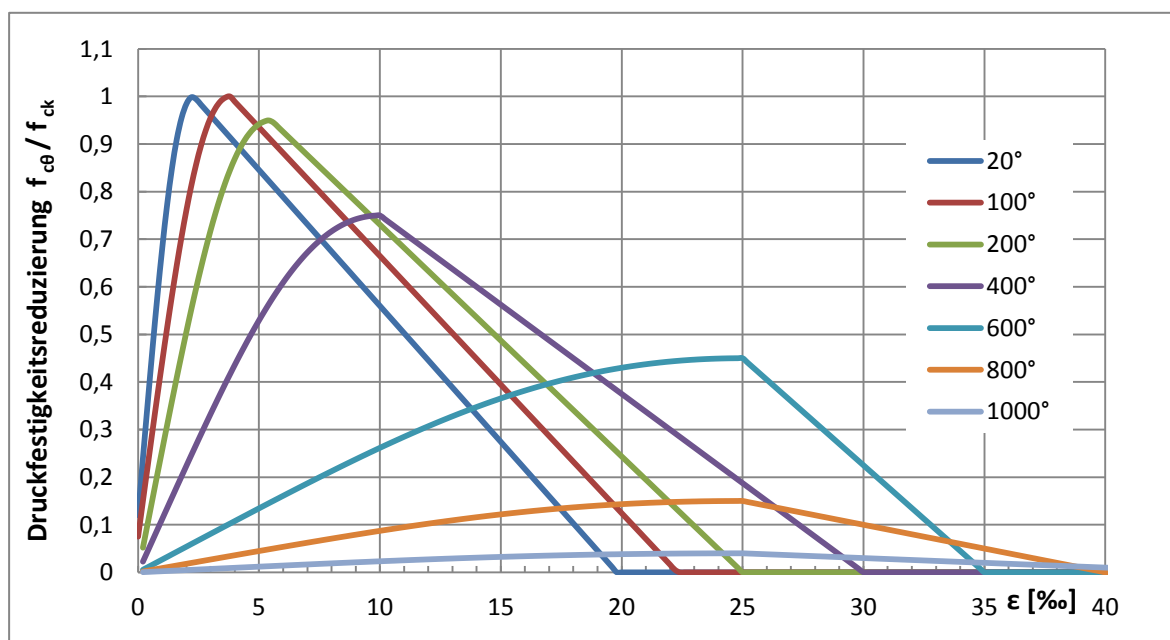


Abbildung 9: Temperaturabhängige Spannungs-Dehnungslinien Beton mit quarzhaltigem Zuschlag nach DIN EN 1992-1-2 [89]

Aus den Spannungs-Dehnungslinien ist ersichtlich, dass der E-Modul in Form der Steigung des Graphen mit zunehmender Temperatur stärker abnimmt als die Druckfestigkeit, was auf die überproportionale Zunahme der Verformungen aufgrund von Hochtemperatur-Kriechanteilen und auf Rissbildung zurückgeführt werden kann [38].

Die temperaturabhängigen E-Moduli sind nicht explizit in der DIN-EN-1992-1-2 [89] ausgewiesen. In der ÖVBB-Richtlinie [98] werden die temperaturabhängigen E-Moduli aus den Arbeitslinien aus [89] abgeleitet. Die Werte sind nachfolgend tabellarisch zusammengestellt. Es ist zu beachten, dass die Ausgangswerte der E-Moduli für Raumtemperatur in der DIN EN 1992-1-2 [89] geringer sind als nach der Norm für die „Kaltberechnung“, der DIN EN 1992-1-1 [87]. Dies ist darauf zurückzuführen, dass in der DIN EN 1992-1-2 [89] der Einfluss aus Hochtemperaturkriechen durch Ansatz eines geringeren Tangentenmoduls bzw. größeren Verformungen berücksichtigt wird. So beträgt beispielsweise für einen Beton C30/37 der E-Modul ($E_{c,0}$) nach DIN EN 1992-1-2 [89] 18.000 MPa statt 32.000 MPa gemäß DIN EN 1992-1-1 [87].

Tabelle 3: Temperaturabhängige Beton E-Moduli nach DIN EN 1992-1-2 [89]

Betongüte	$E_{c,0}$ [MN/m ²]	Temperatur [°C]	$E_{c,\theta} / E_{c,0}$ [-]
C12/15	7.200	20	1,00
C16/20	9.600	100	0,62
C20/25	12.000	200	0,42
C25/30	15.000	300	0,29
C30/37	18.000	400	0,18
C35/45	21.000	500	0,09
C40/50	24.000	600	0,04
C45/55	27.000	700	0,03
C50/60	30.000	800	0,01
C55/67	33.000	900	0,01
C60/75	36.000	>1000	0,00

Thermische Dehnungen von Beton nach DIN EN 1992-1-2

Die freie thermische Dehnung $\varepsilon_{c,\theta}$ von Beton wird aus den instationären Versuchen abgeleitet (Versuchsmethodik siehe Kapitel 4.2.1). In der nachfolgenden Abbildung wird der temperaturabhängige Verlauf der thermischen Dehnung nach DIN EN 1992-1-2 [89] dargestellt. Die Kurve 1 stellt den Verlauf der thermischen Dehnung für Beton mit quarzhaltigem Zuschlag und die Kurve 2 für Beton mit kalkhaltigem Zuschlag dar. Die Steigung der Graphen wird als Temperaturdehnzahl α_T bezeichnet.

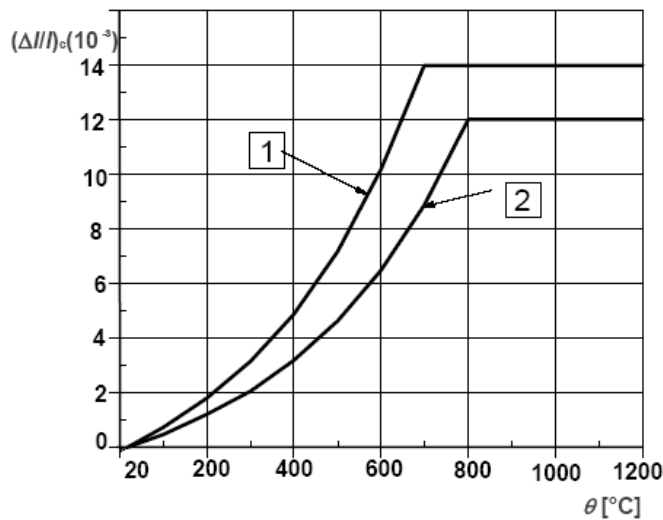


Abbildung 10: Thermische Ausdehnung von Beton nach DIN EN 1992-1-2 [89]

2.5.4 Mechanische Eigenschaften von Betonstahl

Betonstahl ist zwar nicht brennbar (Baustoffklasse A1 nach DIN 4102 [77]), besitzt aber eine hohe Wärmeleitfähigkeit und Verformbarkeit im Brandfall. Im ungeschützten Zustand besitzt Stahl nur eine ca. 30-minütige Feuerwiderstandsdauer. Die Festigkeits- und Verformungseigenschaften von Betonstahl bei erhöhten Temperaturen werden in DIN EN 1992-1-2 [89] durch Spannungs-Dehnungslinien angegeben. Dabei wird zwischen warmgewalztem Betonstahl (Duktilitätsklasse B) und kaltverformtem Betonstahl (Duktilitätsklasse A) unterschieden. Die nachfolgende Abbildung und Tabelle geben die Angaben der DIN EN 1992-1-2 [89] wieder.

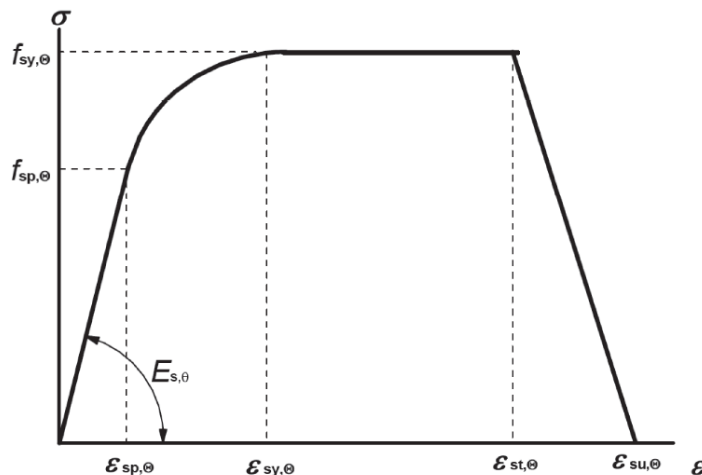


Abbildung 11: Spannungs-Dehnungslinien von Betonstahl nach DIN EN 1992-1-2 [89]

Tabelle 4: Temperaturabhängige Spannungs-Dehnungs-Werte Betonstahl nach DIN EN 1992-1-2 [89]

Stahltemperatur θ [°C]	$f_{sy,\theta}/f_{yk}$		$f_{sp,\theta}/f_{yk}$		$E_{s,\theta}/E_s$	
	w-gewalzt	kaltverformt	w-gewalzt	kaltverformt	w-gewalzt	kaltverformt
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
1000	0,04	0,05	0,02	0,03	0,04	0,03
1100	0,02	0,03	0,01	0,02	0,02	0,02
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

$\epsilon_{sp,\theta} = f_{sp,\theta} / E_{s,\theta}$ $\epsilon_{sy,\theta} = 0,02$
 $\epsilon_{st,\theta} = 0,15$, $\epsilon_{su,\theta} = 0,20$; Klasse A Bewehrung: $\epsilon_{st,\theta} = 0,05$, $\epsilon_{su,\theta} = 0,10$

Durch die Erwärmung des Betonstahls wird der Stahl duktiler und die Festigkeit nimmt ab. Bei Temperaturen größer 300 °C treten bei Zugbeanspruchung temperaturabhängige plastische Dehnungen des Betonstahls auf. Dies hat erhöhte Verformungen des Tragwerks und damit ggf. einen erhöhten Sanierungsaufwand zur Folge. In der ZTV-ING [68] wird die Temperatur von 300 °C als maximale Temperatur für die tragende Bewehrung vorgegeben. In der DIN EN 1992-1-2 [89] wird die kritische Betonstahltemperatur bei 500 °C definiert, da hier eine Reduzierung auf ca. 60 % der Streckgrenze eintritt und damit das Spannungsniveau des Gebrauchszustands erreicht wird.

Eine deutliche Unterscheidung liegt in der Restfestigkeit des Betonstahls in der Abkühlungsphase vor. Während warmgewalzter Betonstahl seine ursprünglichen Materialeigenschaften wieder erzielt, hängt bei kaltverformten Betonstahl die Restfestigkeit von der erreichten Maximaltemperatur ab. Die Festigkeitsminderungen bei kaltverformten Stahl sind nicht reversibel [20].

Das thermische Dehnungsverhalten von Stahl zeigt gemäß DIN EN 1992-1-2 [89] bis zu einer Temperatur von ca. 400 °C keinen wesentlichen Unterschied zum Beton auf, so dass der Stahlbeton als homogener Baustoff gesehen werden kann. Bei höheren Temperaturen werden die Unterschiede größer und es entstehen innere Spannungen aufgrund der unterschiedlichen Ausdehnungen. In den üblichen Tiefenlagen der Bewehrung wird die Temperatur durch den Schutz der Betondeckung unter der Voraussetzung von vernachlässigbaren Abplatzungen jedoch nicht höher sein als 400 °C, sodass dieser Einfluss nicht relevant ist.

2.6 Einflussgrößen für die temperaturabhängigen Materialeigenschaften von Beton

2.6.1 Allgemeines

Das Materialverhalten von Stahlbeton unter Temperatureinwirkung ist differenziert in Abhängigkeit der vorhandenen Randbedingungen. So gelten die im Kapitel 2.5 vorgestellten Materialeigenschaften nach DIN EN 1992-1-2 [89] nur für Normalbeton und unter der Einschränkung, dass ansteigende Bauteiltemperaturen mit Erwärmungsgeschwindigkeiten von 2 K/min bis 50 K/min vorliegen. Neben der Einflussgröße Erwärmungsgeschwindigkeit sind die äußere mechanische Belastung, die Zuschlagsart, die Zementart, die Zugabe von PP-Fasern und die Dauer der Temperaturbeanspruchung zu nennen.

Die nachfolgenden Darstellungen der wesentlichen Einflussgrößen basieren überwiegend auf Ergebnissen von stationären und instationären Versuchen. Die Versuchsdurchführung wird im Kapitel 4.2.1 beschrieben.

2.6.2 Einfluss der äußeren mechanischen Belastung

In Schneider et al. [57] werden Ergebnisse von stationären Versuchen mit Betonprobekörpern ohne PP-Fasern mit quarzhaltigem Zuschlag vorgestellt. Die nachfolgenden Abbildungen zeigen die temperaturabhängige Reduzierung der Betondruckfestigkeit und des E-Moduls in Abhängigkeit des Vorbelastungsgrades bei der Erwärmungsphase. Der Vorbelastungsgrad α stellt dabei das Verhältnis der äußeren mechanischen Druckbelastung σ_i zur mittleren Betonfestigkeit f_c dar.

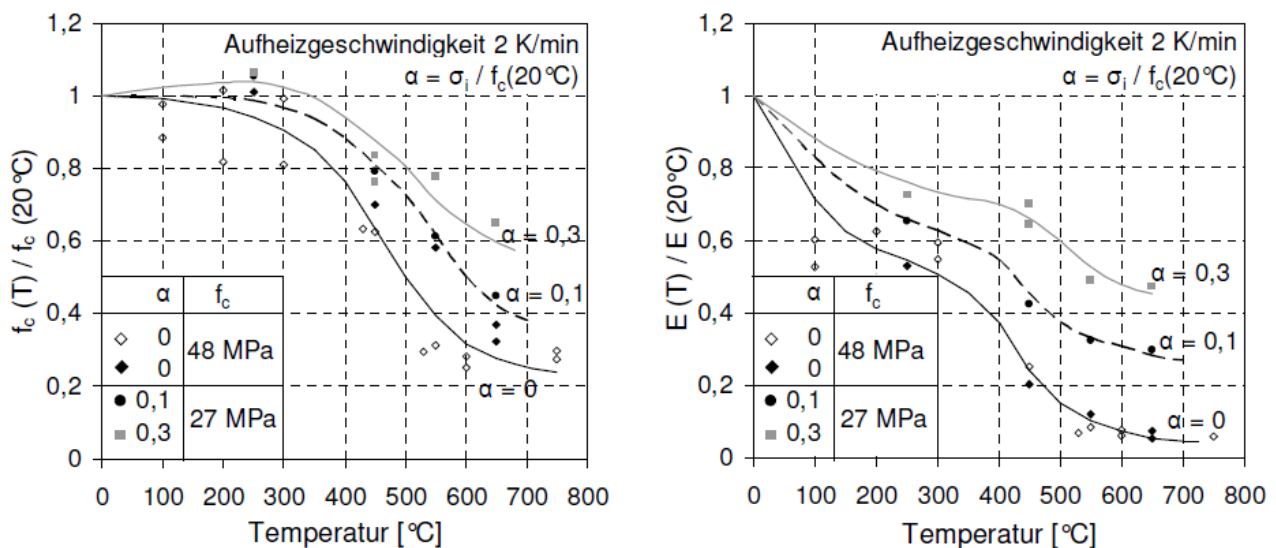


Abbildung 12: Temperaturabhängige Materialeigenschaften von Beton in Abhängigkeit des Belastungsgrades, linkes Bild: Festigkeit, rechtes Bild: E-Modul [20] auf Grundlage [52]

Aus den Versuchsergebnissen ohne Vorbelastung ($\alpha = 0$) zeigt sich, dass die temperaturabhängige Reduzierung der Druckfestigkeiten relativ gut mit den Angaben der DIN EN 1992-1-2 [89] übereinstimmt (siehe auch Tabelle 2), wogegen die temperaturabhängige Reduzierung der E-Moduli gegenüber den Werten der DIN EN 1992-1-2 [89] deutlich geringer ist (siehe auch Tabelle 3). Der Unterschied bei der temperaturabhängigen Reduzierung der E-Moduli ist auf die Berücksichtigung des Hochtemperaturkriechens in Form von erhöhten

Verformungen in den temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungslinien der DIN EN 1992-1-2 [89] zurückzuführen (siehe auch Kapitel 2.5.3 und 2.6.5).

Mit zunehmender Vorbelastung wird die temperaturabhängige Reduzierung der Druckfestigkeiten und der E-Moduli geringer. Dies wird im Wesentlichen so begründet, dass eine Druckbeanspruchung den temperaturbedingten Rissbildungen entgegenwirkt und somit eine Steifigkeitserhöhung erzielt wird [56], [21]. Da die Risse potentielle Scherflächen darstellen, hat eine Reduzierung der Risse einen höheren Widerstand des Probekörpers und damit auch eine höhere Festigkeit zur Folge [21]. Nach Schneider, Horvath [56] sind bei Belastungsgraden $\alpha > 0,3$ keine weiteren Veränderungen gegenüber $\alpha = 0,3$ zu erwarten.

In Schneider, Horvath [56] sind Ergebnisse von instationären Versuchen von Normalbeton mit quarzhaltigem Zuschlag unter Variation der Belastung veröffentlicht. Die Belastung ist prozentual zur mittleren Betondruckfestigkeit bei Raumtemperatur angegeben. Die Abbildung 13 zeigt die gemessenen Gesamtverformungen der Probekörper unter thermischer Beanspruchung bei Variation des Zementgehaltes und der Belastung.

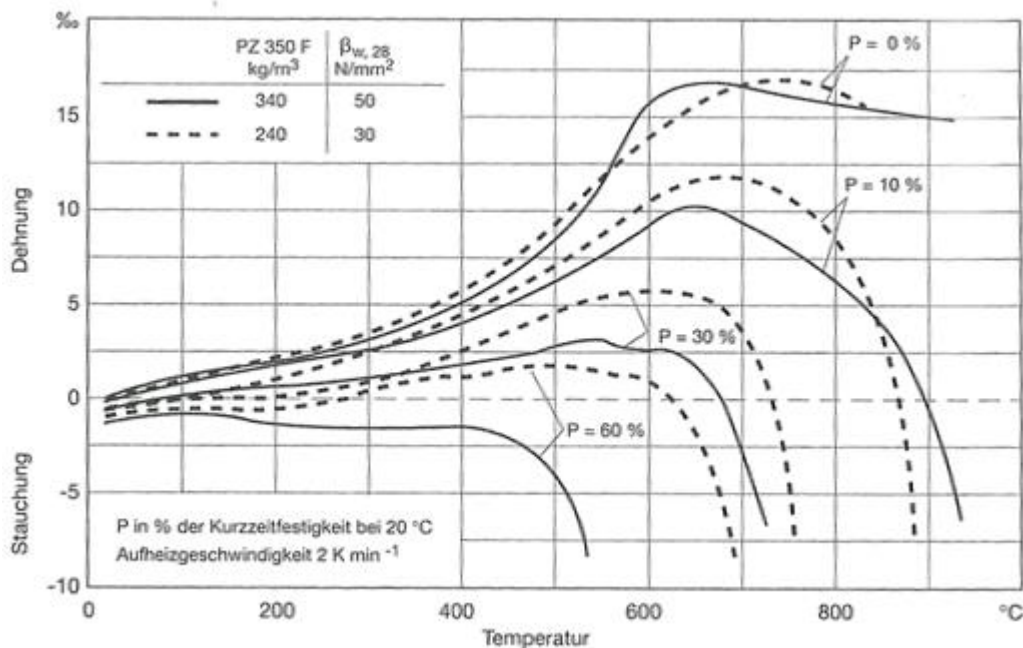


Abbildung 13: Gesamtverformungen von Beton-Probekörpern mit quarzhaltigem Zuschlag in Abhängigkeit des Zementgehaltes und des Belastungsgrades [56]

Es zeigt sich, dass die Dehnungen mit zunehmendem Belastungsgrad geringer werden und bereits bei niedrigeren Temperaturen ein frühzeitiges Versagen eintritt. Die Temperatur, bei der der Beton im instationären Versuch unter konstanter mechanischer Belastung versagt, wird auch „kritische Temperatur“ genannt [21].

2.6.3 Einfluss der Zuschlagsart

Die Art des Betonzuschlags hat einen Einfluss auf die temperaturabhängige Festigkeit des Betons. Dies ist auf die unterschiedlichen Umwandlungsprozesse (siehe auch Tabelle 1) und die differenzierten Dehnungen von Zementstein und Zuschlag zurückzuführen. Gesteinszuschläge dehnen sich bei Erwärmung aus, wogegen Zementstein bei Temperaturen von größer 100 °C schwindet. In der DIN EN 1992-1-2 [89] sind die temperaturabhängigen Materialeigenschaften von Betonen mit quarzitischen und kalzitischen Zuschlägen für rechnerische Nachweise ausgewiesen. Diese beiden Zuschlagsarten stellen den Regelfall in

der Praxis dar. Basaltzuschläge haben gegenüber quarzitären und kalzitären Zuschlägen eine bessere Brandbeständigkeit, was mit der geringen Temperaturdehnzahl α_T in einer Größenordnung von $8-10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ und den geringen temperaturbedingten Umwandlungsprozessen zu begründen ist [6], [7], [73]. Neben Basalten zeigen auch andere Zuschläge insbesondere aus Tiefengesteinen gute Brandbeständigkeiten auf [3]. Für Betone mit diesen Zuschlägen existieren allerdings keine normativen Vorgaben zu temperaturabhängigen Materialeigenschaften.

2.6.4 Einfluss der Erwärmungsgeschwindigkeit

Die Materialmodelle nach DIN EN 1992-1-2 [89] haben die Einschränkung, dass Sie nur für Erwärmungsgeschwindigkeiten von 2 K/min bis 50 K/min gelten.

Den Veröffentlichungen von durchgeführten stationären und instationären Versuchen kann entnommen werden, dass überwiegend Erwärmungsgeschwindigkeiten von 1 K/min bis 4 K/min berücksichtigt wurden. Dies entspricht auch den Empfehlungen des RILEM Technical Comitee [47], [49]. Hier werden im Hinblick auf eine angestrebte gleichmäßige Durchwärmung des Prüfkörpers in Abhängigkeit des Prüfkörperdurchmessers Erwärmungsgeschwindigkeiten von 4 K/min (Durchmesser 60 mm) bis 0,5 K/min (Durchmesser 150 mm) empfohlen. Im Beton Brandschutz Handbuch [24] sind Ergebnisse von experimentellen Untersuchungen zum temperaturabhängigen Zwangkraftverlauf an Betonprobekörpern unter Variation der Erwärmungsgeschwindigkeit von 1 K/min, 2 K/min und 4 K/min vorgestellt, wonach der Einfluss auf die Höhe der Zwangkraft vernachlässigbar ist.

In Huisman [21] wurde an Probekörpern aus hochfestem PP-Faserbeton mit einem Durchmesser von 100 mm der Einfluss verschiedener Aufheizraten auf die thermomechanischen Eigenschaften untersucht. Im Vergleich zu der nach RILEM Technical Comitee [47], [49] für diesen Durchmesser empfohlenen Erwärmungsgeschwindigkeit von 1 K/min wurden Versuche mit einer Erwärmungsgeschwindigkeit von 15 K/min durchgeführt. Vorab wurden über analytische Betrachtungen die resultierenden Zugspannungen im Probekörper aus der Erwärmung berechnet. Bei einer Erwärmung von 1 K/min liegen die berechneten Zugspannungen unterhalb der Betonzugfestigkeit von 4,8 MPa, wogegen bei einer Erwärmung von 15 K/min die Zugspannungen zu 40 MPa berechnet werden. Bei den experimentellen Untersuchungen hat sich gezeigt, dass der Probekörper mit der hohen Erwärmungsgeschwindigkeit von 15 K/min wie erwartet deutlich stärkere Rissbildung aufwies. Unter den gewählten Versuchsrandbedingungen waren beim Festigkeits- und Verformungsverhalten des Betons jedoch keine signifikanten Unterschiede festzustellen [21]. Die Versuchsergebnisse können Abbildung 14 und Abbildung 15 entnommen werden. Die Reduktion der Festigkeitseigenschaften bei einer Temperatur von ca. 120 °C wird auf das behinderte Ausdampfen und die damit verbundene Umlagerung des physikalisch gebundenen Wassers zurückgeführt [21].

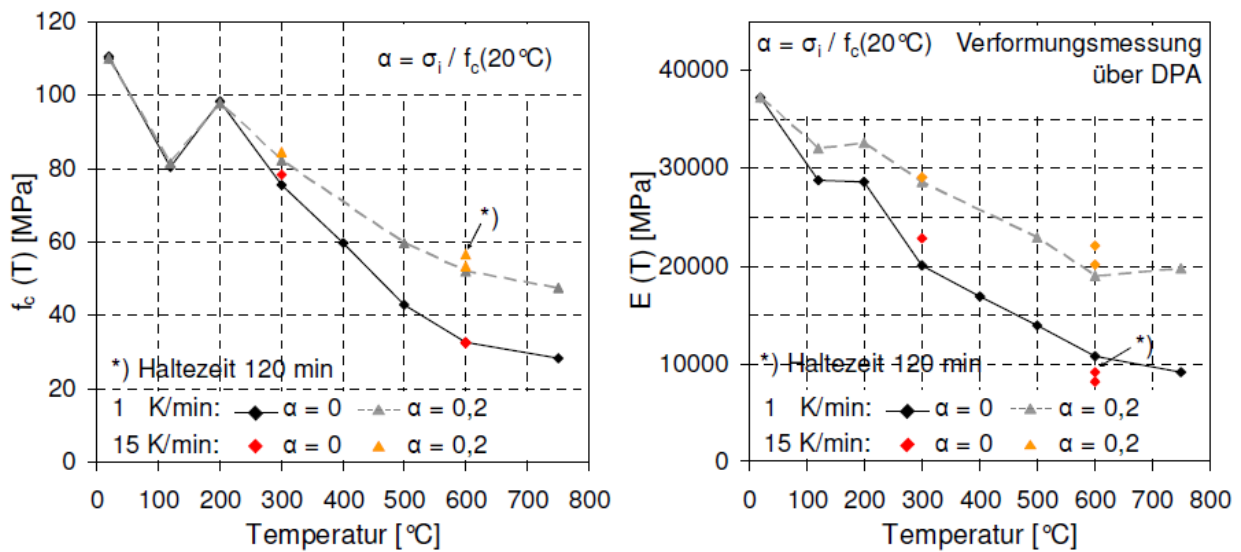


Abbildung 14: Temperaturabhängige Materialeigenschaften von hochfestem PP-Faserbeton in Abhängigkeit des Belastungsgrades und der Aufheizgeschwindigkeit, linkes Bild: Festigkeit, rechtes Bild: E-Modul [21]

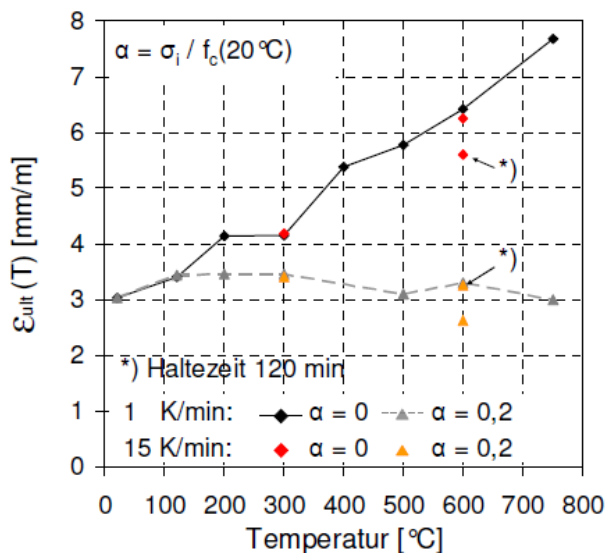


Abbildung 15: Temperaturabhängige Bruchdehnung von hochfestem PP-Faserbeton in Abhängigkeit des Belastungsgrades und der Aufheizgeschwindigkeit [21]

2.6.5 Einfluss von Hochtemperaturkriechen

In Abhängigkeit der Dauer und der Höhe der Temperaturbeanspruchung sowie des Belastungsgrades entstehen bei stationären Kriechversuchen zeitabhängige Anteile aus Hochtemperaturkriechen. Die nachfolgende Abbildung zeigt die Ergebnisse von stationären Kriechversuchen [73], bei der die Verformungen des Betonprobekörpers unter stationärer Temperaturbeanspruchung und einer Belastung von $\alpha = 0,2 \cdot f_c$ bzw. $0,4 \cdot f_c$ gemessen worden sind. Insbesondere bei Temperaturen größer 300 °C sind zeitabhängige Kriechverformungen zu erkennen. Mit höherer Temperatur und höherem Belastungsgrad steigen die zeitabhängigen Verformungen aus Hochtemperaturkriechen.

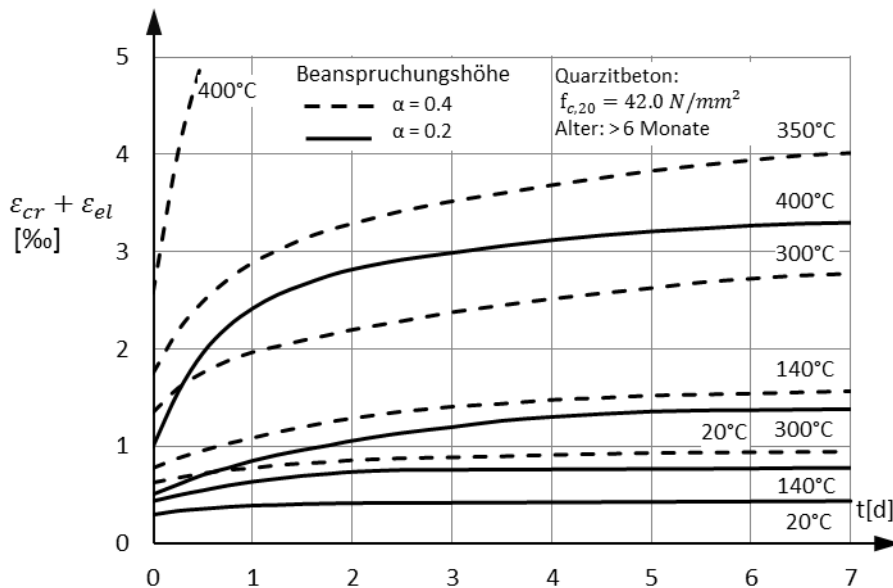


Abbildung 16: Hochtemperaturkriechen von Beton in Abhängigkeit der Temperatur und Belastung nach [73]

In DIN EN 1992-1-2 [89] ist der Einfluss aus Hochtemperaturkriechen aus der Einwirkung der Einheitstemperaturkurve durch Ansatz von höheren Verformungen bei den Spannungs-Dehnungslinien berücksichtigt. Dies erfolgt auf der Basis einer Kopplung von Ergebnissen aus stationären und instationären Temperaturversuchen [89]. Die höheren Verformungen in den Spannungs-Dehnungslinien der DIN EN 1992-1-2 [89] werden aus einem Vergleich mit temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungslinien als Ergebnis aus stationären Versuchen ersichtlich. In Abbildung 17 sind Ergebnisse für einen Beton mit quarzhaltigem Zuschlag dargestellt [56]. So betragen beispielsweise bei einer Temperatur von 550 °C die Stauchungen $\varepsilon_{c1,\theta}$ nach DIN EN 1992-1-2 ca. 20 ‰ (siehe Tabelle 2) statt 6 ‰ (siehe Abbildung 17).

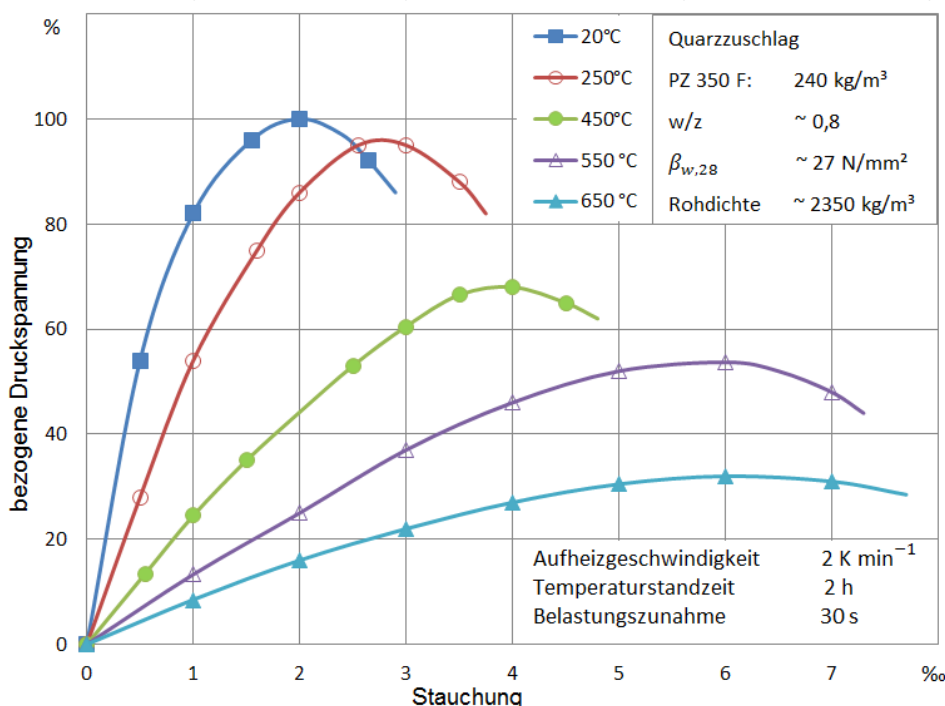


Abbildung 17: Temperaturabhängige Spannungs-Dehnungslinien von Beton nach [56]

2.6.6 Einfluss der Abkühlphase

Bei den Brandkurven für Tunnelbauwerke in Deutschland, der ZTV-ING-Kurve und der EBA-Kurve (siehe Kapitel 2.3.5), handelt es sich um geschlossene Brandkurven mit einer Abkühlphase. In DIN EN 1992-1-2 [89] wird explizit darauf hingewiesen, dass die ausgewiesenen thermischen und thermomechanischen Beton-Materialeigenschaften nur für ansteigende Bauteiltemperaturen gelten. Weiter enthält die DIN EN 1992-1-2 [89] die Aussage, dass kein Festigkeitszuwachs in der Abkühlphase angenommen werden darf. Es wird die Anwendung alternativer oder modifizierter Spannungs-Dehnungslinien und thermischer Dehnung für die Abkühlphase empfohlen, die durch Versuche abgesichert sein müssen.

Konkretere Angaben zu den Spannungs-Dehnungslinien in der Abkühlphase sind zu finden in der Ril 853 [72], der ÖVBB Richtlinie [98] und der DIN EN 1994-1-2 [92], die nachfolgend kurz vorgestellt werden. In der Ril 853 [72] werden für den Nachweis im wiederabgekühlten Zustand die Beton-Restdruckfestigkeiten in Abhängigkeit der maximal aufgetretenen Temperatur ausgewiesen. Die Beton-Restdruckfestigkeiten entsprechen mit geringen Abweichungen den Werten der DIN EN 1992-1-2 [89] für quarzischen Beton (siehe auch Tabelle 2). In der ÖVBB Richtlinie [98] wird ergänzend der Einfluss der Abkühlgeschwindigkeit auf die Restdruckfestigkeit angegeben. Die Darstellung stammt ursprünglich aus der CEB Bulletin Information Nr. 208 [70].

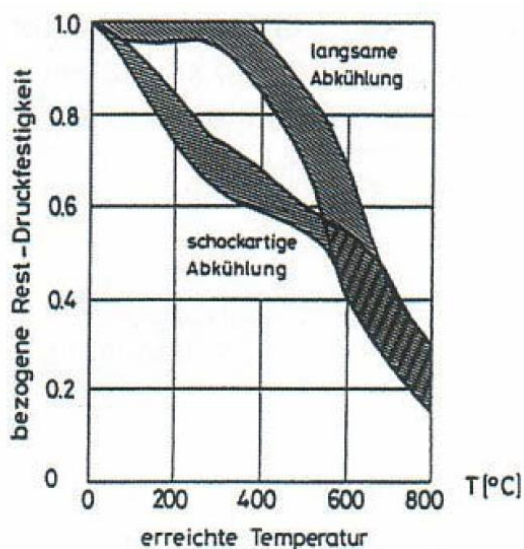


Abbildung 18: Restdruckfestigkeit von Beton nach einer Temperatureinwirkung gemäß ÖVBB Richtlinie [98]

In der DIN EN 1994-1-2, Anhang C [92] werden Reduzierungsfaktoren für die Betondruckfestigkeit im wiederabgekühlten Zustand ausgewiesen. Für erreichte Temperaturen größer 100 °C erfolgt eine zusätzliche Reduzierung gegenüber den Abminderungsfaktoren nach DIN EN 1992-1-2 [89], d. h. $k_{c,\Theta_{\max}} = f_{c\Theta} / f_c$ (siehe auch Tabelle 2). Bei einer Wiederabkühlung auf 20 °C mit vorheriger Erwärmung auf Θ_{\max} ist der Reduzierungsfaktor φ folgendermaßen zu bestimmen.

$$f_{c,\Theta,20^\circ\text{C}} = \varphi \cdot f_{ck} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (2.3)$$

mit

$$\begin{aligned} 20^\circ\text{C} \leq \Theta_{\max} < 100^\circ\text{C} & \quad \varphi = k_{c,\Theta_{\max}} \\ 100^\circ\text{C} \leq \Theta_{\max} < 300^\circ\text{C} & \quad \varphi = 1,0 - [0,235 \cdot (\Theta_{\max} - 100) / 200] \\ \Theta_{\max} \geq 300^\circ\text{C} & \quad \varphi = 0,9 \cdot k_{c,\Theta_{\max}} \end{aligned}$$

In Frangi et al. [13] wurden experimentelle Untersuchungen an Betonproben in der Erwärmungs- und Abkühlphase durchgeführt. Die Betonproben waren während der Erwärmung unbelastet. Die nachfolgende Abbildung zeigt graphisch die experimentell ermittelten Reduzierungen der Betondruckfestigkeiten für den heißen und den wiederabgekühlten Zustand in Abhängigkeit der maximal erreichten Temperaturen im Vergleich zu den Angaben nach DIN EN 1992-1-2 [89] und DIN EN 1994-1-2 [92]. Die experimentellen Untersuchungen zeigen deutliche zusätzliche Druckfestigkeitsreduzierungen im abgekühlten Zustand. Die zusätzliche Festigkeitsreduzierung wird auf die Wasseraufnahme des Calciumoxids und der damit einhergehenden Dehnung und der Verstärkung der Risse zurückgeführt [13].

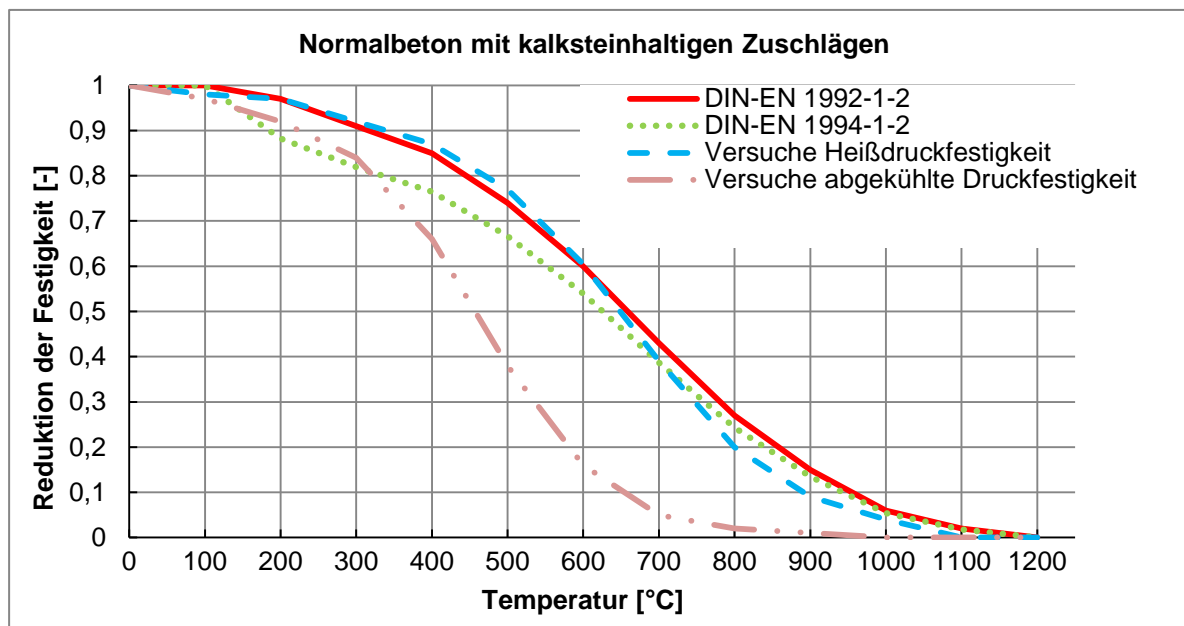


Abbildung 19: Reduktion der Betondruckfestigkeit mit quarzhaltigem Zuschlag nach DIN EN 1994-1-2 [92] im Vergleich zu Versuchsergebnissen [13]

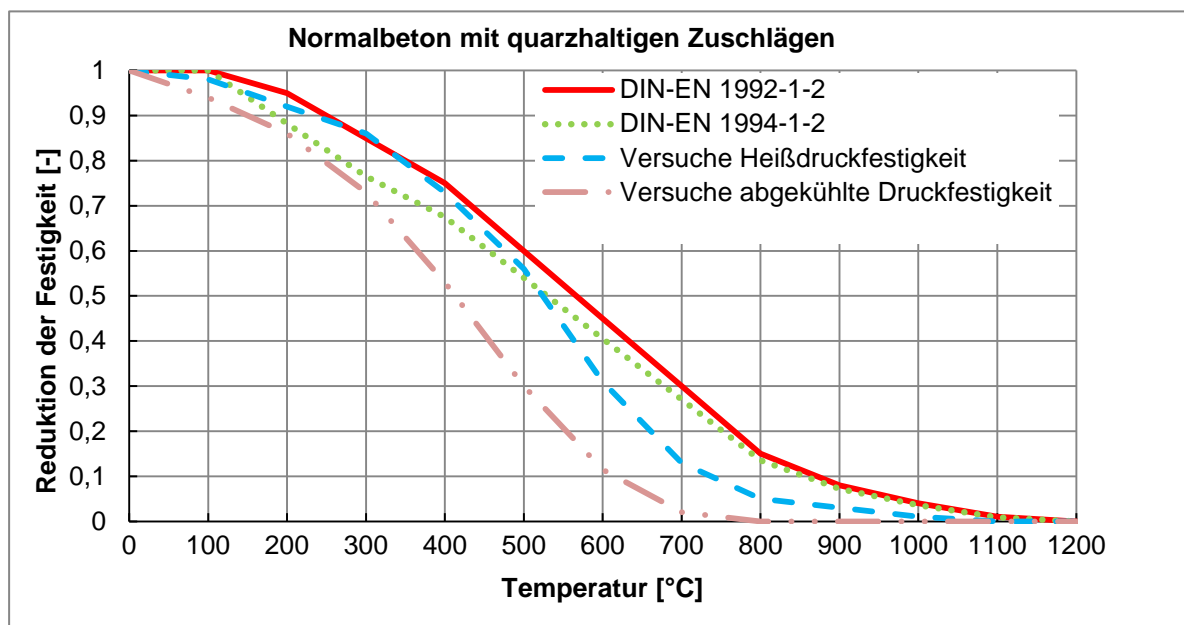


Abbildung 20: Reduktion der Druckfestigkeit Beton mit kalzitischem Zuschlag nach DIN EN 1994-1-2 [92] im Vergleich zu Versuchsergebnissen [13]

Die nachfolgende Abbildung zeigt Ergebnisse von instationären Temperaturversuchen an Betonproben [57]. Bei den Versuchen sind die Dehnungen während der Aufheiz- und Abkühlphase gemessen worden. Zum Ende der Abkühlphase verbleiben irreversible Dehnungen. Bei der unbelasteten Probe (Kurve 1) liegen die irreversiblen Dehnungen bei ca. +4 mm/m und bei den belasteten Proben (Kurve 2: 10 % der Kaltdruckfestigkeit; Kurve 3: 60 % der Kaltdruckfestigkeit) verbleiben Stauchungen von ca. -5 mm/m.

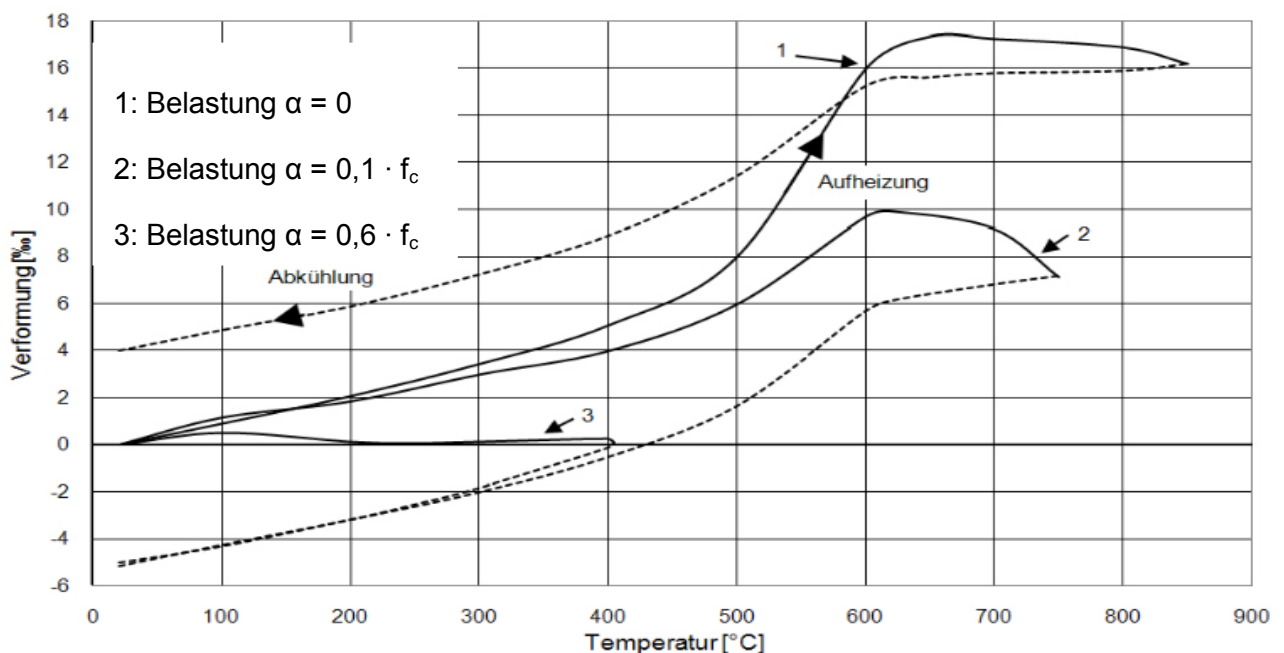


Abbildung 21: Thermische Dehnungen von Beton aus instationären Temperaturversuchen [57]

Gemäß dem Brandschutz - Leitfaden [20] ist bei abnehmenden Bauteiltemperaturen auch von irreversiblen thermischen Materialkennwerten mit Auswirkungen auf die zeitabhängige Abnahme der Temperatur auszugehen. Beispielsweise ist der Verdampfungsvorgang des Porenwassers mit Einfluss auf die spezifische Wärmekapazität kein reversibler Prozess.

2.6.7 Einfluss von PP-Fasern

Bei Raumtemperatur ist der Einfluss der PP-Fasern auf das mechanische Verhalten des Betons nach Pistol et al. [46] gering. Auf Grundlage von Druckfestigkeitsversuchen von Betonkörpern mit und ohne PP-Fasern aber ansonsten gleicher Zusammensetzung wurden keine relevanten Unterschiede bei den Ergebnissen festgestellt [46]. Dies hat sich auch in weiteren Untersuchungen im Rahmen eines BAST-Forschungsvorhaben [8] bestätigt (siehe Kapitel 2.9.2).

In Huismann [21] und Nause [39] wurde festgestellt, dass durch Fasern im Beton die Duktilität insbesondere im Nachbruchbereich erhöht wird. Begründet wird dies durch die feinere Rissbildung, wobei bei Stahlfasern gegenüber PP-Fasern ein größerer Einfluss festzustellen war.

Die nachfolgende Abbildung zeigt die Ergebnisse von instationären Versuchen an hochfesten Betonen [21]. Bei PP-Faserbeton zeigen sich im Vergleich zu Beton ohne PP-Fasern geringere thermische Dehnungen und im Bereich zwischen 200 °C und 250 °C kein Zuwachs der Dehnungen.

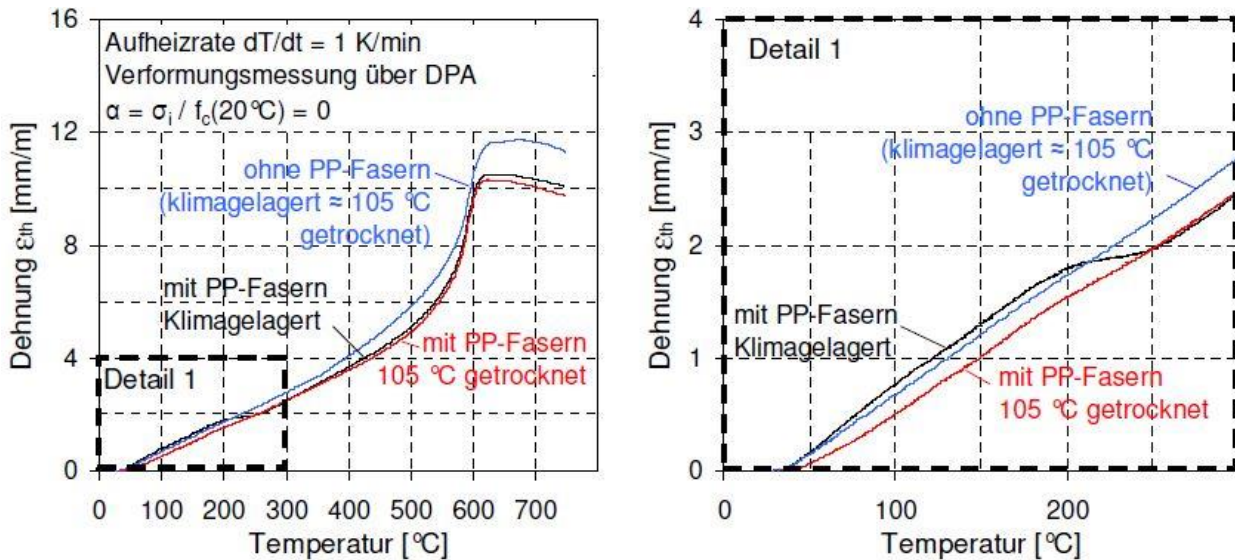


Abbildung 22: Thermische Dehnung von hochfestem Beton mit und ohne PP-Fasern, links: Gesamtverlauf; rechts: Detail bis 300°C [21]

Die Stagnation der thermischen Dehnung im Bereich zwischen 200 °C und 250 °C kann mit der erhöhten Permeabilität von Betonen mit PP-Fasern und dem damit verstärkten Feuchtetransport bzw. Schwindverhalten, welches der Dehnung aus der Temperatureinwirkung entgegenwirkt, begründet werden [21]. Die erhöhte Permeabilität resultiert aus dem freigewordenen Porenraum durch das thermisch bedingte Zersetzen der PP-Fasern sowie der Bildung von Übergangszonen um die Fasern [21], [55], wie bereits in Abbildung 5 schematisch dargestellt. Die geringere maximale Temperaturdehnung wird durch die feinere Rissverteilung bei Zugabe von PP-Fasern und damit geringeren Eigenspannungen begründet [21].

In Huismann [21] sind an Probekörpern aus hochfestem Beton mit PP-Fasern stationäre und instationäre Versuche unter Variation des Belastungsgrades durchgeführt worden. Die Aufheizrate betrug jeweils 1 K/min. Die nachfolgende Abbildung zeigt die Ergebnisse von stationären Versuchen mit Darstellung der temperaturabhängigen Reduzierung der Festigkeit und des E-Moduls in Abhängigkeit des Vorbelastungsgrades [21]. Die Reduzierungen sind in ähnlicher Größenordnung wie bei Beton ohne PP-Fasern (siehe Abbildung 12). Eine Bewertung des Einflusses von PP-Fasern auf die temperaturabhängigen Festigkeitseigenschaften ist jedoch nicht eindeutig möglich, da eine entsprechende Referenzuntersuchung für einen hochfesten Beton ohne PP-Fasern bei gleichen Randbedingungen fehlt.

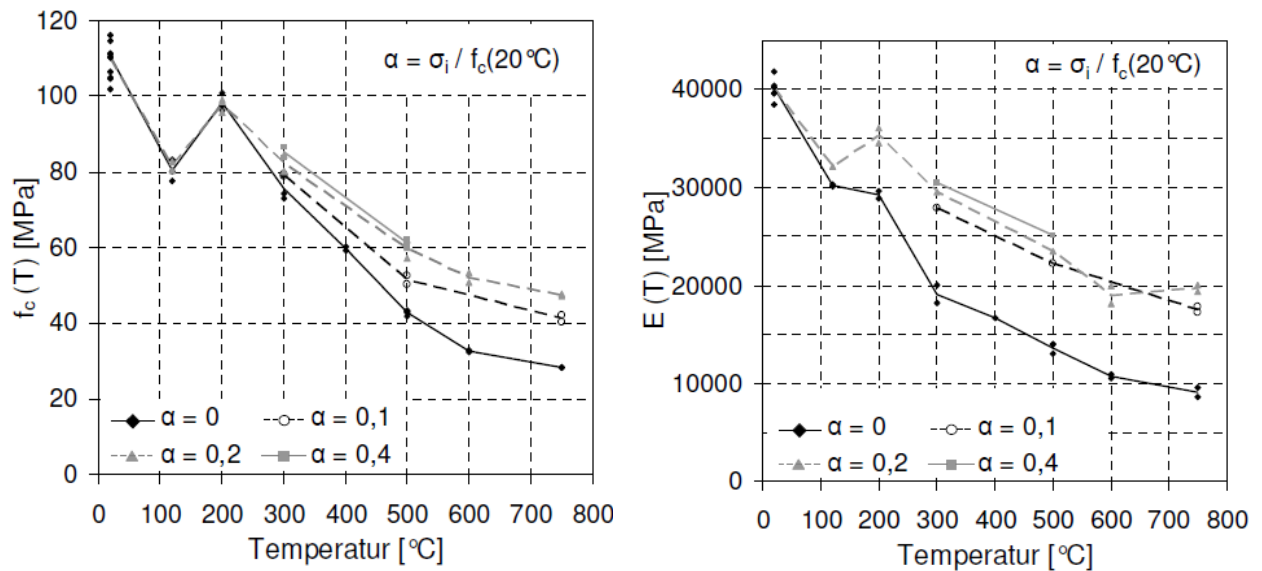


Abbildung 23: Temperaturabhängige Reduzierung der Festigkeit (links) und des E-Moduls (rechts) von hochfestem Beton mit PP-Fasern unter Variation des Belastungsgrades [21]

Die nachfolgende Abbildung aus der Dissertation Huismann [21] zeigt die Ergebnisse von instationären Versuchen mit Darstellung der temperaturabhängigen Reduzierung des E-Moduls im Vergleich zu den Werten der DIN EN 1992-1-2 [89]. Der Vorgang zur Bestimmung des E-Moduls aus instationären Versuchen ist im Kapitel 4.3.3 beschrieben.

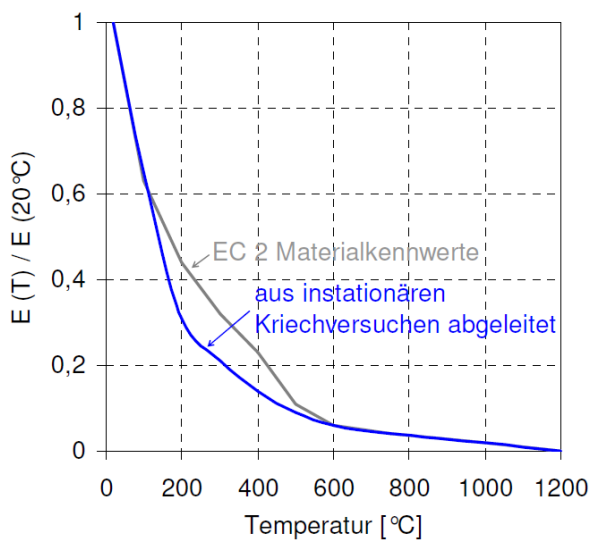


Abbildung 24: Temperaturabhängige Reduzierung des E-Moduls von hochfestem Beton mit PP-Fasern aus instationären Versuchen [21]

Aus den instationären Versuchen zeigt sich eine größere Abminderung des E-Moduls gegenüber den stationären Versuchen (siehe Abbildung 23) und den Angaben der DIN EN 1992-1-2 [89]. Eine Bewertung des Einflusses von PP-Fasern ist auch hier nicht eindeutig möglich, da keine Referenzuntersuchungen für einen hochfesten Beton ohne PP-Fasern vorliegen.

Die Zugabe von PP-Fasern zum Beton hat nach Huismann [21] und Schneider [58] Einfluss auf die thermischen Betoneigenschaften in Form eines geänderten Verlaufs der Wärmeleitfähigkeit gegenüber der DIN EN 1992-1-2 [89] (siehe Abbildung 6). Die Aussagen basieren auf

Rückrechnungen von gemessenen Bauteiltemperaturen aus Brandversuchen. Bei den Rückrechnungen über eine thermische Analyse wurde festgestellt, dass zur Erzielung einer Übereinstimmung gegenüber den normativen Angaben für Temperaturen bis ca. 200 °C höhere Wärmeleitfähigkeiten und für Temperaturen über 200 °C geringere Wärmeleitfähigkeiten anzusetzen sind [21], [58]. Die Methodik einer thermischen Analyse wird im Kapitel 2.7.2 erläutert. Die Ursache für eine höhere Wärmeleitfähigkeit bei niedrigeren Temperaturen wird in der Zugabe der PP-Fasern und den netzartigen Verbindungen gesehen (siehe auch Abbildung 5). Die Verringerung der Wärmeleitfähigkeit des Betons bei hohen Temperaturen kann mit der temperaturbedingten Zersetzung und dem damit freigegebenen luftgefüllten Porenraum begründet werden. Die nachfolgende Abbildung zeigt den gewählten Ansatz der Wärmeleitfähigkeit für PP-Faserbeton nach Huismann [21]. Die Untersuchungen von Schneider [58] zu den Auswirkungen von PP-Fasern auf die thermischen Eigenschaften von Beton werden im Kapitel 5.3.2 detaillierter erläutert.

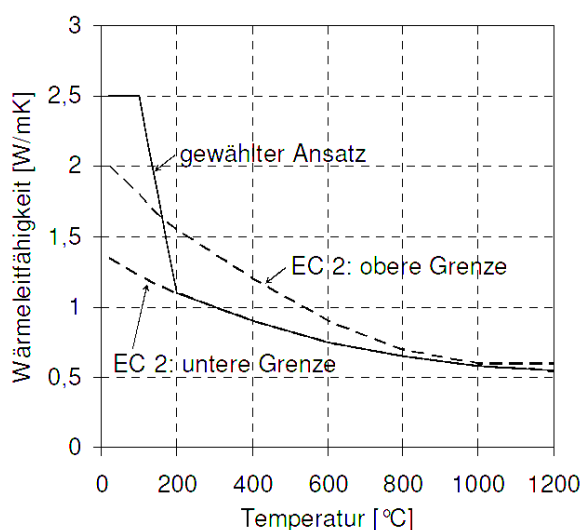


Abbildung 25: Ansatz der Wärmeleitfähigkeit für PP-Faserbeton [21]

2.7 Rechnerische Brandschutznachweise

2.7.1 Allgemeines

In der DIN EN 1992-1-2 [89] stehen drei verschiedene Stufen für den rechnerischen Nachweis des Brandfalls bei Tragwerken zur Verfügung.

Stufe 1: „Tabellarisches Nachweisverfahren“

Stufe 2: „Vereinfachtes Rechenverfahren“

Stufe 3: „Allgemeines Rechenverfahren“

Beim „Tabellarischen Nachweisverfahren“ sind in Abhängigkeit der erforderlichen Feuerwiderstandsdauer die Mindestquerschnittsabmessungen (Bauteildicke und Achsabstand der Bewehrung) vorgegeben. Den tabellarischen Werten liegt als Brandbeanspruchung die Normbrandbeanspruchung nach DIN EN 1991-1-2 [86] zugrunde. Die Tabellenwerte beruhen auf Ergebnissen von Brandversuchen und sind für die brandschutztechnische Bemessung von einzelnen Bauteilen, wie beispielsweise Stützen oder Balken, anzuwenden.

Beim „Vereinfachten Rechenverfahren“ werden die Bauteile mit üblichen Berechnungs- und Bemessungsverfahren bei Annahme von brandreduzierten Querschnitten und Materialkennwerten nachgewiesen. Für die Normbrandbeanspruchung nach DIN EN 1991-1-2 [86] sind für bestimmte Feuerwiderstandsdauern entsprechende Vorgaben zur Querschnitts- und Materialkennwertreduzierung enthalten. Im Rahmen einer Diplomarbeit [12] wurde die Anwendbarkeit des „Vereinfachten Rechenverfahrens“ für ein Tunnelbauwerk überprüft. Es hat sich gezeigt, dass aufgrund der abweichenden Brandeinwirkung für Tunnelbauwerke die Tabellenwerte nach DIN EN 1992-1-2 [89] nicht verwendet werden können und daher umfangreiche eigene Berechnungen erforderlich werden. In der ÖVBB-Richtlinie [100] wird ausgesagt, dass sich das „Vereinfachte Verfahren“ vorwiegend für statisch bestimmte Systeme oder Teilsysteme eignet, da Zwängungen mit diesem Verfahren nur überschlägig erfasst werden.

Bei dem „Allgemeinen Rechenverfahren“ handelt es sich um die detaillierteste Nachweisstufe in der beliebige Brandeinwirkungen berücksichtigt werden. Der Nachweis wird am Gesamttragwerk unter Berücksichtigung der temperaturabhängigen Materialeigenschaften geführt. Für Tunnelbauwerke ist aufgrund der von der Normbrandbeanspruchung abweichenden Brandeinwirkung, der statischen Unbestimmtheit mit entsprechender Ausbildung von Zwängungen sowie dem nichtlinearen Trag- und Systemverhalten infolge der Bauwerks-Boden-Interaktion das „Allgemeine Rechenverfahren“ der zielführende rechnerische Brandschutznachweis. Auf diese Berechnungsverfahren wird im nächsten Kapitel detaillierter eingegangen.

2.7.2 Allgemeines Rechenverfahren nach DIN EN 1992-1-2

Allgemeine Rechenverfahren müssen gemäß Definition in der DIN EN 1992-1-2 [98][89] eine wirklichkeitsnahe Berechnung brandbeanspruchter Tragwerke aufbauend auf dem physikalischen Verhalten ermöglichen. Der brandschutztechnische Nachweis nach dem „Allgemeinen Rechenverfahren“ setzt sich aus der thermischen Analyse zur Bestimmung der Temperaturverteilung im Bauteil aufgrund einer Brandeinwirkung und einer mechanischen Analyse zur Bestimmung des mechanischen Verhaltens des Tragwerks (z. B. Bestimmung der Schnittgrößen) zusammen. Das Nachweisverfahren beschränkt sich auf den Nachweis der Biegung und Normalkraft. In der DIN EN 1992-1-2 [89] ist kein Nachweisverfahren für die

Schubtragfähigkeit enthalten. Für die Berechnung nach dem „Allgemeinen Rechenverfahren“ dürfen nur Rechenprogramme verwendet werden, die nach DIN-EN 1991-1-2/NA Anhang CC [85] validiert sind.

Der Nachweis kann nach DIN EN 1991-1-2 [86] im Zeitbereich, im Festigkeitsbereich oder im Temperaturbereich geführt werden. Der Nachweis im Zeitbereich ist erbracht, wenn das Tragwerksversagen zu einem späteren Zeitpunkt als die erforderliche Feuerwiderstandsdauer auftritt. Der Nachweis im Festigkeitsbereich ist erbracht, wenn im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Beanspruchbarkeit des Systems $R_{fi,dt}$ größer ist als die vorhandene Beanspruchung $E_{fi,dt}$. Der Nachweis im Temperaturbereich ist erbracht, wenn die Temperatur im Bauteil niedriger ist als der Bemessungswert der kritischen Temperatur, bei der ein rechnerisches Tragwerksversagen eintreten kann.

Für Tunnelbauwerke aus Stahlbeton ist das Nachweisverfahren im Festigkeitsbereich das zielführende Verfahren. Die Tragkonstruktion muss der Einwirkung der definierten, geschlossenen Brandkurve (z. B. ZTV-ING-Kurve oder EBA-Kurve, siehe Abbildung 4) widerstehen und auch im wiedererkalteten Zustand unter Berücksichtigung möglicher temperaturbedingter Schäden eine ausreichende Beanspruchbarkeit besitzen.

Thermische Analyse

Die thermische Analyse wird in einem ersten Schritt entkoppelt von der mechanischen Analyse durchgeführt. Dies ist zulässig, da das mechanische Verhalten des Tragwerks (z. B. Rissbildung) einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Temperaturverteilung im Querschnitt hat [20].

Der Temperaturverlauf im Querschnitt wird maßgeblich durch die äußere Temperatureinwirkung (maximale Temperatur und Einwirkdauer) sowie durch die möglichen Betonabplatzungen, insbesondere bei Beton ohne PP-Fasern, bestimmt. Da die Abplatzzeitpunkte und die Abplatztiefen nicht rechnerisch bestimmt werden können, sind für die Berechnungen Annahmen zu treffen. Diese Annahmen können basierend auf den Ergebnissen von Großbrandversuchen z. B. [8], [31], [32], [33], [99] festgelegt werden. Hier treten bei der Einwirkung der ZTV-ING-Kurve und der EBA-Kurve (siehe Abbildung 4) üblicherweise die Betonabplatzungen im Zeitraum von der 5. min bis zur 20. min nach Brandbeginn auf.

In der thermischen Analyse wird ausgehend von dem Temperatur-Zeit-Verlauf einer Brandkurve (z. B. ZTV-ING-Kurve oder EBA-Kurve, siehe Abbildung 4) die zeitabhängige Temperatureindringung im Querschnitt eines Bauteils berechnet. Die thermischen Einwirkungen auf das Bauteil sind dabei als Wärmestrom zwischen Heißgastemperatur und der Oberflächentemperatur des Bauteils unter Berücksichtigung eines konvektiven Anteils und eines Strahlungsanteils anzusetzen [86]. Unter Konvektion versteht man die Wärmeübertragung zwischen einer Oberfläche und der sie umgebenden Luft, welche sich i. d. R. in einem Strömungszustand befindet und dadurch Wärme mitführt. Unter Wärmestrahlung versteht man eine Übertragung thermischer Energie über elektromagnetische Wellen.

Die Basis für die Ermittlung der Temperatureindringung ist die Differentialgleichung nach Fourier, mit der die instationäre Wärmeleitung in einem Festkörper beschrieben wird [20].

$$\frac{\delta T}{\delta t} = a \cdot \left(\frac{\delta^2 T}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 T}{\delta y^2} + \frac{\delta^2 T}{\delta z^2} \right) \quad (2.4)$$

mit

T Temperatur [K]

t Zeit [s]

a Temperaturleitzahl [m²/s]

x, y, z Raumkoordinaten [m]

Bei Tunnelschalen kann von einem eindimensionalen Temperaturstrom, d. h. von der beflamnten luftseitigen Oberfläche zur bodenseitigen Oberfläche, ausgegangen werden. In der Differentialgleichung ist daher eine Raumkoordinate ausreichend. Die temperaturabhängige Temperaturleitzahl von Beton ist in DIN EN 1992 1-2 [89] angegeben und in Kapitel 2.5.2 vorgestellt.

Die thermische Analyse kann mit numerischen Methoden, wie z. B. der Finiten Elemente Methode (FEM) oder durch analytische Berechnungen (siehe z. B. [17]) vorgenommen werden. Die Stahlbewehrung darf nach DIN EN 1992-1-2 [89] bei der thermischen Analyse vernachlässigt werden. Dies kann damit begründet werden, dass bei praxisüblichen Bewehrungsgehalten der Stahlanteil im Betonquerschnitt gering ist und damit die Temperaturleitfähigkeit des Stahlbetons wenig beeinflusst wird.

Mechanische Analyse

Im Brandfall entstehen Zwangsschnittgrößen aus einer verhinderten thermischen Dehnung infolge einer Temperatureindringung in den Betonquerschnitt. In der DIN EN 1992-1-2 [89] sind die temperaturabhängigen thermischen Dehnungen $\epsilon_{c,\theta}$ für Beton unterschieden nach quarzhaltigem Zuschlag und kalksteinhaltigem Zuschlag angegeben (siehe Abbildung 10).

Bei statisch bestimmt gelagerten Tragwerken führen die Temperaturdehnungen nicht zu Zwangsspannungen und entsprechenden Zwangsschnittgrößen, da keine Verformungsbehinderung auftreten kann. Bei einer vollständigen Verformungsbehinderung, z. B. bei einem beidseitig eingespannten Balken, entstehen die maximalen Zwangsschnittgrößen.

Im Rahmen der mechanischen Analyse werden die nichtlinearen Spannungen aus der verhinderten Temperaturdehnung und den mechanischen Einwirkungen unter Berücksichtigung der temperaturabhängigen Materialeigenschaften des Stahlbetons berechnet und zu Gesamtschnittgrößen integriert. Im Kapitel 5.2 wird im Rahmen der Beschreibung der verwendeten Statik-Software näher auf die Berechnungsalgorithmen im Zuge der mechanischen Analyse eingegangen.

2.8 Vorgaben zum baulichen Brandschutz für Tunnel in Regelwerken

2.8.1 Allgemeines

Für den Bau von Infrastrukturbauwerken liegen nationale Regelwerke vor, in denen technische und vertragliche Regelungen zusammengestellt sind und entsprechende Verweise auf anzuwendende Normen und sonstige Bestimmungen enthalten sind.

Für Straßentunnel ist das geltende Regelwerk die „Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING)“ [68]. Für Eisenbahntunnel gelten die Regelwerke „Richtlinie 853 – Eisenbahntunnel planen, bauen und instand halten“ [72] und die „EBA- Richtlinie Anforderungen des Brand- und Katastrophenschutzes an den Bau und Betrieb von Eisenbahntunneln“ [95]. Die „Verordnung über den Bau und Betrieb der Straßenbahnen (BOStrab)“ [69] ist das Regelwerk für Straßenbahntunnel. Die in den Regelwerken enthaltenen Vorgaben zum baulichen Brandschutz werden nachfolgend, beschränkt auf Tunnel mit einer Innenschale aus Ortbeton, wiedergegeben. Da in Österreich umfangreiche Erfahrungen zum baulichen Brandschutz für Tunnelbauwerke vorliegen, werden zusätzlich die Regelungen aus der maßgebenden ÖVBB-Richtlinie „Erhöhter baulicher Brandschutz mit Beton für unterirdische Verkehrsbauwerke“ [98] erläutert.

2.8.2 Straßentunnel: ZTV-ING

Die Grundsätze des baulichen Brandschutzes für Straßentunnel sind in der ZTV-ING, Teil 5, Abschnitt 1 [68], geregelt. Demnach ist der bauliche Brandschutz für Tunnelbauwerke so auszuführen, dass bei Brandeinwirkungen

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

Für Tunnel mit einer Innenschale aus Ortbeton ist der bauliche Brandschutz in der ZTV-ING, Teil 5, Abschnitt 1, Ziffer 10.3 [68] geregelt. Demnach kann der ausreichende bauliche Brandschutz im Regelfall über konstruktive Maßnahmen in Form einer Mindestinnenschalendicke von 35 cm, einem Nennmaß der Betondeckung zur luftseitigen Bewehrung von 6 cm und der Ausführung der Innenschale mit PP-Faserbeton sichergestellt werden. Die Verwendung von PP-Faserbeton ist seit 2012 in der ZTV-ING [68] für Tunnelneubauten vorgegeben. Die Anforderungen an die Rezeptur und die Qualitätssicherung bei der Ausführung sind in dem Anhang B zur ZTV-ING Teil 5 Abschnitt 1 [68] enthalten. Demnach sind bauaufsichtlich zugelassene PP-Fasern mit einem Gehalt von 2 kg/m³ Innenschalenbeton mit einer Faserlänge von 6 mm und einem Faserdurchmesser von 0,016 mm bis 0,020 mm vorzusehen. Bei Abweichungen von der vorgegebenen Menge und Geometrie der PP-Fasern ist die Eignung durch Brandversuche nachzuweisen. Über diese konstruktiven Maßnahmen sollen Abplatzungen minimiert werden und eine Temperatur der luftseitigen Bewehrung von kleiner 300° C sichergestellt werden.

In Ausnahmefällen ist der bauliche Brandschutz rechnerisch nachzuweisen. Für die Brandbemessung ist ein entsprechender Temperatur-Zeit-Verlauf ausgewiesen (ZTV-ING-Kurve, siehe Abbildung 4). Für Tunnelbauwerke bei denen evtl. Schädigungen des Tunnelbauwerkes aus der Brandeinwirkung mögliche größere Sekundärschäden zur Folge haben können, z. B. Tunnel mit geringer Überdeckung unter Gewässern, sind besondere

Anforderungen an den baulichen Brandschutz zu stellen. In der Regel ist für den rechnerischen Nachweis die Vollbrandphase der Brandkurve von 25 min auf 55 min zu verlängern [68]. Die anzusetzende Brandkurve würde dann der EBA-Kurve (siehe Abbildung 4) entsprechen. Der Ausnahmefall und das erforderliche Nachweisverfahren ist in der ZTV-ING [68] nicht spezifiziert.

Die Maßnahmen für den anlagentechnischen und organisatorischen Brandschutz zur Sicherstellung der Selbst- und Fremdrettung der Tunnelnutzer sind ergänzend in der "Richtlinie für die Ausstattung und den Betrieb von Straßentunneln" (RABT [96]) festgelegt. Die RABT stellt die Einführung der EU-Richtlinie 2004/54/EG [102] für Tunnel im transeuropäischen Straßennetz in nationales Recht dar. Die Maßnahmen umfassen die Bereitstellung ausreichender Fluchtmöglichkeiten, Aufstellflächen und Angriffspunkte für die Rettungskräfte, Kommunikationseinrichtungen, Brandmeldeeinrichtungen, Lüftungssysteme etc.

2.8.3 Eisenbahntunnel: Ril 853 und EBA-Ril

Der bauliche Brandschutz für Eisenbahntunnel ist in der Ril 853 [72] und der EBA-Ril [95] geregelt. Bis zur Einführung der 6. Aktualisierung im Jahr 2012 [71] konnte bei Tunneln mit einer Innenschale aus Ortbeton und einer inneren Tragwerksbegrenzung nach Modul 853.9001 sowie bei Einhaltung der konstruktiven Mindestanforderung nach Modul 853.4004 Abs. 7 (Mindestdicke Innenschale), Abs. 9 (Mindestbewehrung) und Abs. 10 (Betondeckung $\text{nom } c = 6 \text{ cm}$) auf einen Nachweis der Standsicherheit für den Brandfall verzichtet werden. Diese Vorgaben beruhten auf rechnerischen Untersuchungen aus dem Jahr 2000 [63]. Hier wurden zweigleisige und eingleisige Gewölbequerschnitte mit einer Einwirkung aus der EBA-Kurve rechnerisch nachgewiesen. Das Ergebnis der rechnerischen Untersuchungen war, dass die zusätzliche Beanspruchung aus der Brandeinwirkung durch die vorhandene Bewehrung aus der Kaltbemessung aufgenommen werden kann. Dabei wurden jedoch keine Betonabplatzungen berücksichtigt, die entscheidenden Einfluss auf das Tragvermögen des Tunnels haben.

Gemäß der aktuellen Ril 853 [72] ist der Nachweis des baulichen Brandschutzes entweder über Großbrandversuche oder über rechnerische Nachweise zu führen. Als Brandeinwirkung ist die EBA-Kurve anzusetzen (siehe Kapitel 2.3.5). Bei Großbrandversuchen ist als Probekörper ein Ausschnitt der Innenschale mit der Dicke und der Betonzusammensetzung der Tunnelinnenschale zu verwenden. Die Sehnenlänge l muss mindestens 3,40 m und die Breite b mindestens 1,50 m betragen. Der Prüfkörper muss vor dem Versuch mindestens 90 Tage trocken und frostfrei gelagert werden. Über Belastungseinrichtungen, z. B. Vertikal- und Horizontalpressen, ist der prognostizierte Spannungszustand in der Tunnelschale aus der mechanischen Einwirkung sowie aus der Zwängung durch die Brandtemperatureinwirkung auf den Probekörper aufzubringen.

Der rechnerische Nachweis des baulichen Brandschutzes für Ortbetoninnenschalen ist „sinngemäß“ wie für Tübbingtunnel nach Ril 853.1001A01 [72] zu führen. Folgende wesentlichen Anforderungen für den rechnerischen Nachweis des baulichen Brandschutzes sind in der Ril 853.1001A01 formuliert:

- Ril 853.1001A01 (3): Die Standsicherheitsnachweise sind unter Berücksichtigung der zu erwarteten Abplatzungen zu führen. Die mittlere Abplatzgröße ist durch die Bewertung der Einflussgrößen abzuschätzen.
- Ril 853.1001A01 (6): Bei den Standsicherheitsnachweisen ist die instationäre, nichtlineare Temperaturentwicklung im verbleibenden Restquerschnitt zu erfassen. Weiter ist das nichtlineare, temperaturabhängige Materialverhalten (variabel über die Querschnittsdicke) zu berücksichtigen.

- Ril 853.1001A01 (7): Für Tübbingtunnel wird ein mögliches Nachweisverfahren vorgestellt, bei dem über Zwischenschritte vereinfacht der statische Einfluss der Längs- und Ringfugen berücksichtigt werden kann. Es wird darauf hingewiesen, dass DIN EN 1991-1-2 [86] und DIN EN 1992-1-2 [89] zu beachten sind. Es sind nichtlineare Berechnungen und Nachweise während des Brandes und nach dem Brandfall im Rahmen einer außergewöhnlichen Bemessungssituation durchzuführen. Für die Berechnungen nach dem Brand darf eine Abminderung der Biegesteifigkeit auf 60 % angenommen werden.

Nachfolgend sind die Tabellen zur Abschätzung der Abplatztiefen nach Ril 853.1001A01 [72] abgebildet.

	Einflussgröße		Risiko mindern-der Faktor
1	Temperaturbeanspruchung nach EBA-Ril	> 200K/min	0
2	Feuchtigkeitsgehalt	< 2 Gew.-%	2
		2-3 Gew.-%	1
		>3 Gew.-%	0
3	Permeabilität K_g ¹⁾	> $1 \cdot 10^{-16} \text{m}^2$	4
		$\leq 1 \cdot 10^{-16} \text{m}^2$	2
4	Zuschlag		2 ²⁾
5	Betondruckfestigkeit f_{ck} ³⁾ (Ist-Wert)	$\leq 50 \text{ N/mm}^2$	4
		$> 50 \text{ N/mm}^2$	2
6	Ausnutzungsgrad $\eta = \frac{\sigma_c^{4)}}{f_{ck}^{3)} \text{ (Ist-Wert)}}$	< 0,2	4
		$\geq 0,2$	2
7	Thermische Ausdehnung α_T im Bereich: 20°C ≤ T ≤ 1000°C	$\leq 10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$	4
		$(10-17,5) \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$	3
		$\geq 17,5 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$	2
8	Zusatz von Polypropylenfasern	$\geq 2^{5)} \text{ kg/m}^3$	8
		1 – 2 kg/m^3	4
		keine PP-Fasern	0

- 1) Der spezifische Permeabilitätskoeffizient K_g kann nach Heft 422 DAfStb Abschnitt 3.6 bestimmt werden
- 2) Wenn die gesteinsbildenden Mineralien nachweislich ein gleichmäßiges Ausdehnungsverhalten aufweisen, darf der Risiko-Faktor mit 4 angesetzt werden
- 3) Zylinderdruckfestigkeit
- 4) Druckspannung infolge Belastung
- 5) Der Wert 2 kg/m^3 darf unterschritten werden, wenn durch vergleichende Versuche nachgewiesen wurde, dass der verwendete Fasertyp mit geringerem Faseranteil die gleiche Wirkung erzeugt

Abbildung 26: Tabelle 1 aus Ril 853.1001A01 [72]

Summe der Risiko mindernden Faktoren (aus Tabelle 1)	Abplatzrisiko	Mittlere Abplatztiefe [mm]
> 26	sehr gering	0
22-25	gering	$c^{1)}$
18-21	mittel	$1,5 \cdot c^{1)}$
14-17	hoch	$\min(150; 3 \cdot c)^{1) 2)}$
< 14	sehr hoch	$\min(250; 0,75 \cdot h)^{2) 3)}$

1) $c = c_{\text{nom}}$: Betondeckung der Bewehrung auf der Tunnelinnenseite

2) der kleinere Wert ist maßgebend

3) h : Tübbingdicke in mm

Abbildung 27: Tabelle 2 aus Ril 853.1001A01 [72]

Zum anlagentechnischen und organisatorischen Brandschutz sind ergänzend in der EBA-Ril [95] die entsprechenden Maßnahmen zur Selbst- und Fremdrettung der Tunnelnutzer z. B. durch ausreichende Fluchtmöglichkeiten, Aufstellflächen und Angriffspunkte für die Rettungskräfte, Kommunikationseinrichtungen, Brandmeldeeinrichtungen etc. geregelt.

2.8.4 Sonstige Regelwerke

ÖVBB-Richtlinie

In Österreich ist der bauliche Brandschutz für Tunnelbauwerke aus Beton nach der ÖVBB-Richtlinie „Erhöhter baulicher Brandschutz mit Beton für unterirdische Verkehrsbauwerke“ [98] nachzuweisen. Die Richtlinie gilt sowohl für Eisenbahn- als auch für Straßentunnel. Für den Nachweisvorgang sind in der Richtlinie folgende Schritte vorgesehen: In einem ersten Schritt ist in Abhängigkeit des Gefährdungspotentials das erforderliche Schutzniveau zu bestimmen. Die Bestimmung des Gefährdungspotentials wird in gesonderten Richtlinien für Straßen- bzw. Eisenbahntunnel in Abhängigkeit von geometrischen Randbedingungen (z. B. Tunnellänge, -querschnitt, -gefälle) und Nutzungsrandbedingungen (z. B. Verkehrsstärke, Mischverkehr, Gegenverkehr) über standardisierte Verfahren bestimmt. Aus dem Schutzniveau ergeben sich die erforderliche Temperatur-Zeit-Kurven und die nachzuweisende Brandwiderstandsdauer. Aus den Temperatur-Zeit-Kurven sind dann die zeitabhängigen Temperatureindringkurven im Bauteil über eine thermische Analyse bzw. über vorhandene Kurven z. B. gemäß Anhang A1 aus der ÖVBB-Richtlinie [98] zu bestimmen. Für Tunneltragwerke ist in der Regel das „Allgemeine Rechenverfahren“ nach ÖNorm EN 1992-1-2 [97] zu verwenden, welches dem Verfahren nach DIN EN 1992-1-2 [89] entspricht. In Abhängigkeit der Nachweiszeit und der Bauwerkskomplexität können lineare oder nichtlineare Modellannahmen getroffen werden. Bei der linearen Modellannahme können die Nachweise mit der linear-elastischen Stabstatik über den Ansatz eines äquivalenten Temperaturgradienten geführt werden. Zur Bestimmung des äquivalenten Temperaturgradienten wird in einem ersten Schritt bei einem beidseitig eingespannten Stab mit einer Länge von 1,0 m der Querschnitt in Schichten eingeteilt und entsprechend der vorherrschenden Temperatur die temperaturabhängigen Betoneigenschaften zugeordnet. Über Integration der Druckspannungen werden die Zwangsnormalkraft und mit entsprechender Berücksichtigung des Hebelarmes das Zwangsbiegemoment berechnet (siehe Abbildung 28).

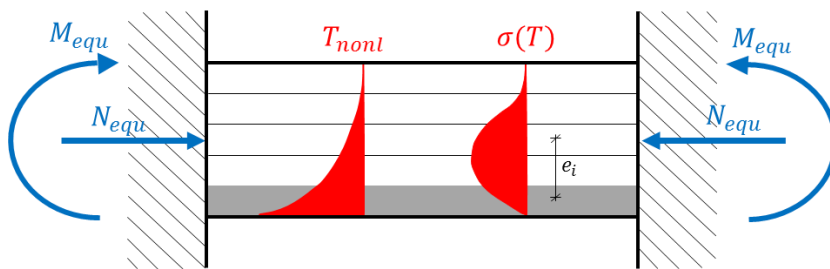


Abbildung 28: Modell zur Bestimmung der linearen, äquivalenten Temperaturbeanspruchung nach [98]

Im nächsten Schritt wird ein Mittelwert für den temperaturbedingt über die Querschnittsdicke veränderlichen E-Modul berechnet. Bei dem beidseitig eingespannten Stab werden dann unter Ansatz des mittleren E-Moduls ein linearer Temperaturgradient ΔT und eine konstante Temperaturerhöhung T_M ermittelt, die die gleichen Zwangsschnittgrößen zum Ergebnis haben. Die äquivalenten Temperaturansätze werden in dem statischen System des Tunnelbauwerkes (Stabwerksmodell) als Einwirkung angesetzt und mit den Einwirkungen aus der Kaltberechnung überlagert. Als Beton E-Modul wird der temperaturabhängige gemittelte Wert angesetzt.

Falls ein PP-Faserbeton verwendet wird, kann bei den Nachweisen gemäß der ÖVBB-Richtlinie [98] auf den Ansatz von Betonabplatzungen verzichtet werden, wenn der Nachweis einer ausreichenden Brandbeständigkeit eines PP-Faserbetons über einen standardisierten Brandversuch durchgeführt wurde [98]. Die Prüfung ist an zwei Versuchskörpern mit den Abmessungen 180 cm x 140 cm x 50 cm (L x B x H) unter der Einwirkung der RWS-Kurve (siehe Kapitel 2.3.5) durchzuführen. Über Spannglieder ist eine Druckspannung in Längsrichtung von 0,5 MPa und in Querrichtung von 1,2 MPa aufzubringen. Eine ausreichende Brandbeständigkeit gilt als erbracht, wenn die mittlere Abplatztiefe kleiner als 1 cm und die max. Abplatztiefe kleiner als 4 cm ist. Wird kein PP-Faserbeton mit einer Bestätigung durch einen standardisierten Brandversuch verwendet, sind Abplatztiefen und -zeitpunkte gemäß Versuchsergebnissen z. B. aus Heft 544 der österreichischen Forschungsgemeinschaft Straße und Verkehr [99] anzusetzen.

Verordnung über den Bau und Betrieb der Straßenbahnen (BOStrab)

Die BOStrab [69] mit zugehöriger Tunnelbaurichtlinie ist die maßgebende Verordnung für den Bau von Straßenbahnen und damit auch für unterirdische Straßenbahnen bzw. U-Bahnen. Gemäß der BOStrab müssen tragende Bauteile in der Feuerwiderstandsklasse F 90-A nach DIN 4102 [77] ausgeführt sein. Für diese Feuerwiderstandsklasse werden in DIN 4102 [77] konstruktive Mindestanforderungen angegeben. Demnach sind Mindestachsabstände der Bewehrung zum Bauteilrand bei Stahlbetonwänden von 25 mm, bei Stahlbetonplatten (Decken) von 35 mm und bei Stahlbetonbalken (Unterzug) von 55 mm erforderlich. Weitere Anforderungen sind nicht definiert.

2.9 Ergebnisse von Labor-Brandversuchen

2.9.1 Allgemeines

Zur Untersuchung des Brand- und Abplatzverhalten von Tunnelauskleidungen aus Stahlbeton unter der Einwirkung einer Brandbelastung wurden zahlreiche Brandversuche im Labor mit unterschiedlichsten Randbedingungen hinsichtlich Brandbelastungen, Prüfkörpergeometrien, Betonrezepturen, Bewehrungsgehalten und Spannungszuständen durchgeführt. Nachfolgend werden die Ergebnisse ausgewählter aktueller Brandversuche vorgestellt.

2.9.2 Brandversuch BAST Forschungsvorhaben

Im Rahmen eines von der Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST) betreuten Forschungsvorhabens [8] wurde über Großbrandversuche der Einfluss von PP-Fasern auf das Brand- und Abplatzverhalten von Tunnelbetonen unter den spezifischen Randbedingungen von Straßentunneln untersucht. In einem ersten Arbeitsschritt wurden verschiedene Betonrezepturen mit Variation der PP-Fasermenge hergestellt und die Frisch- und Festbetoneigenschaften untersucht. Die untersuchten Betone entsprachen in ihrer Zusammensetzung den Vorgaben der ZTV-ING [68]. Als ein Ergebnis hat sich gezeigt, dass durch die Zugabe von PP-Fasern die Konsistenz und damit die Verarbeitbarkeit des Betons herabgesetzt werden. Dies kann durch die Zugabe von Fließmittel kompensiert werden. Für Tunnelbetone mit einer hohen Zielkonsistenz hat sich im Rahmen der betontechnologischen Voruntersuchungen insgesamt gezeigt, dass der Beton sensibel auf die Variation der Ausgangsstoffe reagiert. Die verwendeten Betonrezepturen für die großmaßstäblichen Probekörper sind nachfolgend tabellarisch zusammengestellt.

Tabelle 5: Betoneigenschaften der Probekörper des BAST Forschungsvorhabens [8]

	Referenzbeton (ohne PP-Fasern)	Beton mit PP-Fasern
Zementgehalt (CEM I 32,5 R) [kg/m ³]	310	310
Flugasche [kg/m ³]	80	80
w/z-Wert	0,55	0,55
Fasern 2,8 dtex/ 6 mm [kg/m ³]	0	2
Gesteinskörnung [kg/m ³]	1803	1803
0/2 mm [%]	40	40
2/8 mm [%]	20	20
8/16 mm [%]	40	40
90 d Druckfestigkeit [N/mm ²]	45 und 55	48 und 50

Die Großbrandversuche wurden unter Einwirkung der ZTV-ING-Kurve an mechanisch belasteten Probekörpern mit repräsentativen Geometrien und Belastungen an der MFPA Leipzig durchgeführt. Da bei drainierten Tunneln der Lastfall Eigengewicht aufgrund der Tragwirkung der temporären Spritzbetonschale für lange Zeit die einzige Belastung darstellt, wurde neben einer repräsentativen Belastung aus Gebirgsdruck auch der Lastfall „nur Eigengewicht“ untersucht. Der jeweilige Spannungszustand wurde über die Vertikal- und Horizontalpressen eingestellt. Die Versuchsanordnung kann der nachfolgenden Abbildung entnommen werden.

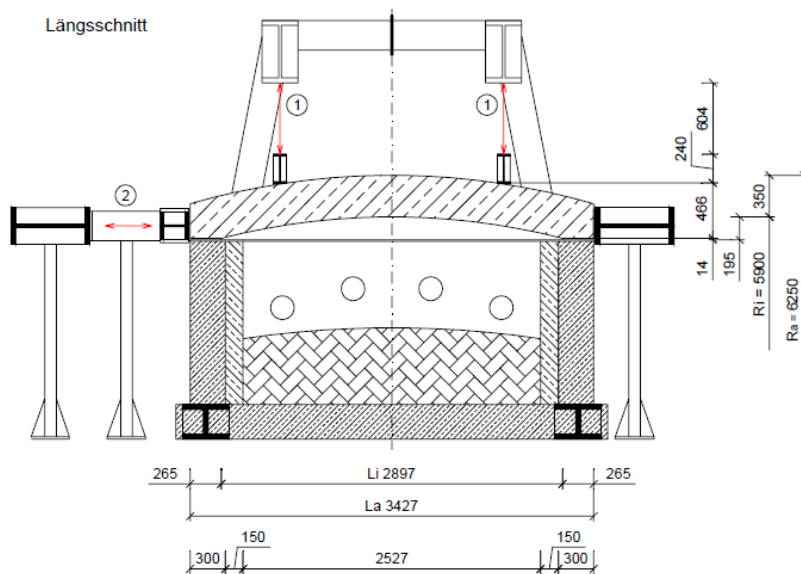


Abbildung 29: Versuchsanordnung Großbrandversuch [8]

Es wurden insgesamt vier Großbrandversuche durchgeführt. Die wesentlichen Versuchsergebnisse sind nachfolgend tabellarisch zusammengestellt.

Tabelle 6: Ergebnisse der Großbrandversuche BASt Forschungsvorhaben [8]

Belastung	Beton ohne PP-Fasern		Beton mit PP-Fasern	
	Eigengewicht	Eigengewicht, Gebirgsdruck	Eigengewicht	Eigengewicht, Gebirgsdruck
Masseverlust [M%]	16,11	27,18	3,23	1,81
max. Abplatztiefe [mm]	-110	-271	-43	-7
mittlere Abplatztiefe [mm]	-67	-110	-6	-2
max. Temperatur Bewehrung [°C] (Betondeckung 6cm)	1.200	1.200	< 300	< 300

Die Wirkung der PP-Fasern auf die Verringerung der Abplatztiefe wird aus Tabelle 6 sowie den nachfolgenden Abbildungen deutlich. Bei den Probekörpern ohne PP-Fasern liegt die luftseitige Bewehrung vollständig frei (siehe Abbildung 30). Weiter wird der bereits in Kapitel 2.4.2 erwähnte Einfluss der erhöhten Abplatzneigung bei größerer Druckbeanspruchung bei den Probekörpern ohne PP-Fasern bestätigt. Die hierzu abweichende Tendenz bei den Probekörpern mit PP-Fasern wurde auf Qualitätsprobleme mit nicht ausreichender Faserverteilung zurückgeführt [8].



Abbildung 30: Probekörper aus Referenzbeton (ohne PP-Fasern) nach Großbrandversuch [8]



Abbildung 31: Probekörper aus Faserbeton (mit PP-Fasern) nach Großbrandversuch [8]

2.9.3 Brandversuch Bühlertunnel

Der 525 m lange Bühlertunnel in Siegen ist ein in Spritzbetonbauweise hergestellter Straßentunnel (siehe Abbildung 1). Der Tunnel wurde Ende 2013 fertiggestellt.

Für die Gewölbeinnenschale des Bühlertunnels wurde zum Zwecke des baulichen Brandschutzes im Rahmen eines Pilotprojektes des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) und der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) erstmalig ein Beton mit Zusatz von PP-Fasern verwendet. Das Pilotprojekt sollte zeigen, dass die Herstellung und der Einbau von PP-Faserbeton auch unter Baustellenbedingungen und den Anforderungen als Pumpbeton im Gewölbeschalwagen in der notwendigen Qualität ermöglicht werden kann.

Aufgrund der ZTV-ING Vorgaben [68] und den Erkenntnissen aus dem Forschungsvorhaben [8] sind folgende Anforderungen an die Betoneigenschaften in der Ausschreibung definiert worden:

- Mindestbetonfestigkeit C30/37, XF2, XD2, XA2, XC4
- max. w/z-Wert: 0,5
- Mindestzementgehalt: 320 kg/m³
- PP-Fasern, Durchmesser: 16-20 µm, Länge: 6 mm, Zugabemenge: 2 kg/m³

Die ausführende Baufirma machte von der Möglichkeit Gebrauch, die Geometrie und Menge der vorgegebenen PP-Faser anzupassen. Für die vorgesehene PP-Faser, (1,7 dtex-PP-Faser, Länge: 6 mm, Dicke: 15,4 µm) musste daher nach ZTV-ING [68] ein Gleichwertigkeitsnachweis hinsichtlich des Brand- und Abplatzverhaltens geführt werden. Es wurden Kleinbrandversuche an Probekörpern mit den Abmessungen 850 mm x 700 mm x 300 mm unter Einwirkung der ZTV-ING-Kurve und einer repräsentativen axialen Belastung durchgeführt. Mit der nachfolgenden Betonrezeptur sind im Rahmen der Kleinbrandversuche keine bzw. vernachlässigbare Betonabplatzungen aufgetreten. Diese Rezeptur kam für den Gewölbebeton der Tunnelinnenschale zum Einsatz.

Tabelle 7: Betonrezeptur Gewölbebeton Bühlertunnel [28]

Zementgehalt (CEM II/A.LL 42,5 N) [kg/m ³]	350
Flugasche [kg/m ³]	130
w/z-Wert	0,49
PP- Fasern (HPR-Fasern) 1,7dtex/ Länge 6 mm [kg/m ³]	1,4
Gesteinskörnung [kg/m ³]	
Sand 0/2 mm	630
Splitt 2/8 mm	340
Splitt 8/16 mm	660
28d - Druckfestigkeit [MN/m ²]	ca. 54

Die Probekörper für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten experimentellen Untersuchungen (siehe Kapitel 4) wurden auf der Baustelle Bühlertunnel aus dem Gewölbebeton (mit PP-Fasern) und dem Sohlbeton (ohne PP-Fasern) hergestellt. Die Lieferscheine für den Beton der Probekörper sind im Anhang C enthalten.

2.9.4 Brandversuch Alter Schlüchtener Tunnel

Der Alte Schlüchtener Tunnel (AST) ist ein seit 1914 in Betrieb befindlicher zweigleisiger Eisenbahntunnel auf der Strecke Frankfurt a. M. – Göttingen mit einer Länge von 3575 m. Im Zuge einer erforderlichen Instandsetzungsmaßnahme wurde in den Jahren 2011 bis 2014 eine 40 cm dicke Ort betoninnenschale mit Sohlgewölbe eingebaut. Der Alte Schlüchtener Tunnel war ein Pilotprojekt der Deutschen Bahn für den Einsatz von PP-Fasern in Ort betoninnenschalen.

Der Nachweis des ausreichenden baulichen Brandschutzes wurde nach dem Regelwerk Ril 853 [71] über Großbrandversuche anstelle eines rechnerischen Nachweisverfahrens geführt.

Für die Großbrandversuche wurden zwei verschiedene Betonrezepturen verwendet, die sich hauptsächlich durch die Zementart unterschieden. Die Großbrandversuche wurden unter Einwirkung der EBA-Kurve an mechanisch belasteten Probekörpern mit Realabmessungen an der TU Braunschweig im Jahr 2012 durchgeführt. Die Betonrezepturen und die Ergebnisse der

Großbrandversuche sind in der nachfolgenden Tabelle zusammengestellt. Es hat sich ein signifikanter Unterschied der Abplatztiefe bei den Betonrezepturen gezeigt, was gegebenenfalls auch auf die Zementart zurückgeführt werden kann. In vorab durchgeführten Kleinbrandversuchen ist dieses Verhalten nicht aufgetreten [59]. Zum Einsatz kam die Betonrezeptur mit dem Zement CEM II/A-S 52,5 [59].

Tabelle 8: Zusammenstellung Betonrezepturen und Ergebnisse für Großbrandversuche AST [59]

Zementgehalt [kg/m ³]	CEM I 42,5 R : 330	CEM II/A-S 52,5: 310
Flugasche [kg/m ³]	150	150
w/z-Wert	0,50 (max. 0,55)	0,50
Fasern Ø 0,032 mm, Länge 6 mm [kg/m ³]	2	2
Gesteinskörnung [% M]		
Sand 0/2 mm	44	44
Kies 2/8 mm	17	17
Kies 8/16 mm	39	39
Abplatzungen [mm]	bis 80 mm	vernachlässigbar

2.9.5 Brandversuch Fildertunnel

Der Fildertunnel ist Bestandteil des Bahnprojektes Stuttgart 21 im Planfeststellungsabschnitt 1.2. Es handelt sich um zwei eingleisige Eisenbahntunnel mit einer Länge von je ca. 9,5 km, die überwiegend im Maschinenvortrieb mit Tübbingausbau hergestellt werden. Der Vortriebsbeginn war im November 2014. Zur Erhöhung der Brandbeständigkeit wird der Tübbingausbau aus PP-Faserbeton hergestellt.

Der Nachweis des ausreichenden baulichen Brandschutzes ist entsprechend dem Regelwerk Ril 853 [72] über Großbrandversuche anstelle eines rechnerischen Nachweisverfahrens geführt worden. Für den Probekörper wurde die Betonrezeptur des Tübbingbetons mit einer planmäßigen Betongüte von C50/60 verwendet. Die Großbrandversuche wurden unter Einwirkung der EBA-Kurve an der MFPA Leipzig im Jahr 2014 an mechanisch belasteten Probekörpern für zwei verschiedene Betonrezepturen durchgeführt, die sich hauptsächlich durch den Fasergehalt unterschieden. Die Betonrezepturen und die Ergebnisse der Großbrandversuche sind in der nachfolgenden Tabelle zusammengestellt. Es hat sich ein deutlicher Einfluss des Fasergehaltes auf die Abplatztiefe gezeigt. Zum Einsatz kam die Betonrezeptur mit dem höheren PP-Fasergehalt von 1,4 kg/m³.

Tabelle 9: Zusammenstellung Betonrezeptur und Ergebnisse für Großbrandversuche Fildertunnel [31]

Zementgehalt (CEM III/A) [kg/m ³]	370	370
Flugasche [kg/m ³]	30	30
w/z-Wert	0,38	0,38
HPR- Fasern 1,7dtex/ Länge 6 mm [kg/m ³]	1,4	1,2
Gesteinskörnung [kg/m ³]		
Sand 0/1mm	831	831
Muschelkalk 2/16 mm	1027	1027
28d - Druckfestigkeit [MN/m ²]	Ca. 72	Ca. 78
max. Abplatzungen [mm]	16	90
mittlere Abplatzungen [mm]	6	30

2.9.6 Brandversuch Hauptbahnhof Stuttgart 21

Im Rahmen des Bahnprojektes Stuttgart 21 wird der Hauptbahnhof zum unterirdischen Durchgangsbahnhof umgebaut. Das Bauwerk wird in offener Bauweise innerhalb einer Baugrube hergestellt und kann in drei Abschnitte unterteilt werden. Der Bahnhof besteht aus einem Stahlbeton-Schalentragwerk mit Kelchstützen, die auf einer massiven Bodenplatte gegründet sind. Im Anschluss an den Bahnhof werden der Nord- und Südkopf als Rahmenbauwerk hergestellt. Zur Erhöhung der Brandbeständigkeit wird für alle Abschnitte ein PP-Faserbeton verwendet. Die planmäßige Betongüte für die Bahnhofshalle beträgt C50/60 und für die Rahmenbauwerke C45/55.

Der Nachweis des ausreichenden baulichen Brandschutzes wurde auf Grundlage des Regelwerkes Ril 853 [72] über Großbrandversuche durchgeführt. Im Zuge der Großbrandversuche für die Abschnitte des Nordkopfes und des Südkopfes wurden zwei Varianten von Betonrezepturen untersucht, die sich hauptsächlich durch den Größtkorndurchmesser des Zuschlags unterschieden. Die Großbrandversuche wurden an der MFPA Leipzig im Januar 2016 an mechanisch belasteten Probekörpern unter Einwirkung der EBA-Kurve durchgeführt. Es hat sich ein Einfluss des Größtkorndurchmessers gezeigt. Die Betonrezeptur und die Ergebnisse der Großbrandversuche sind in der nachfolgenden Tabelle zusammengestellt. Aus der Verwendung der Betonrezeptur mit kleinerem Größtkorndurchmesser des Zuschlags resultiert eine geringe Abplatztiefe (siehe auch Kapitel 2.4.2). Für die Ausführung wurde die Betonrezeptur mit dem Größtkorndurchmesser von 16 mm gewählt.

Tabelle 10: Betonrezepturen und Ergebnisse der Großbrandversuche Hbf Stuttgart [33],[34],[35],[36],[37],[38],[64]

	Größtkorn 16 mm	Größtkorn 22 mm
Zementgehalt (CEM I 42,5 R) [kg/m ³]	120	110
Zementgehalt (CEM III/B 32,5 N-LH) [kg/m ³]	215	205
Kalksteinmehl [kg/m ³]	120	120
Flugasche [kg/m ³]	100	100
Wasser [kg/m ³]	185	175
w/z-Wert	0,49	0,49
Fasern Baumhüter Ref. 503 [kg/m ³]	2	2
Gesteinskörnung [kg/m ³]		
Sand 0/2 mm	658	625
Splitt 2/8 mm	304	208
Splitt 8/16 mm	709	451
Splitt 16/22 mm		433
Konsistenz [cm]	F5	F5
91d - Druckfestigkeit [MN/m ²]	ca. 64	ca. 69
mittlere Abplatzungen [mm]	15	57

3 Forschungsbedarf und Lösungsmethoden

3.1 Allgemeines

Der im Kapitel 2 vorgestellte Stand der Wissenschaft und Technik wird im Hinblick auf die Zielsetzung dieser Arbeit, die Definition der erforderlichen konstruktiven baulichen Maßnahmen zur Sicherstellung des Brandschutzes für Innenschalen aus PP-Faserbeton, im Kapitel 3.2 ausgewertet und der ausstehende Forschungsbedarf aufgezeigt. Im Kapitel 3.3 werden die Lösungsmethoden vorgestellt.

3.2 Forschungsbedarf

Im Kapitel 2.3 werden die Ergebnisse von Brandereignissen und Brandversuchen sowie die für die Bemessung des baulichen Brandschutzes maßgebenden Bemessungs-Brandkurven vorgestellt. Der europaweite Vergleich zeigt, dass Bemessungs-Brandkurven mit höheren Temperaturen und längerer Vollbranddauer als die in Deutschland verwendeten ZTV-ING-Kurve und EBA-Kurve existieren. Für deutsche Straßentunnel haben Untersuchungen [4], [8] zum Ergebnis, dass kein Handlungsbedarf für eine Erhöhung der Brandleistung der ZTV-ING-Kurve besteht. Auch für nationale Eisenbahntunnel wird aktuell keine Erhöhung der Brandleistung diskutiert. Die Tendenz geht eher in eine mögliche Reduzierung der Brandleistung unter Einbeziehung projektspezifischer Randbedingungen, wie es in dem europäischen Regelwerk für Eisenbahntunnel im transeuropäischen Hochgeschwindigkeitsnetz, der TSI [103], geregelt ist. Bei ungünstigen Randbedingungen, wie z. B. beim Brand eines Tanklastwagens bei gleichzeitigem Ausfall von Sicherheitssystemen, können höhere Brandleistungen gegenüber der ZTV-ING-Kurve und der EBA-Kurve nicht ausgeschlossen werden. Eine Fragestellung ist, wie sich eine Erhöhung der max. Temperatur und der Dauer der Vollbrandphase auf die Tragfähigkeit der Betoninnenschale auswirken.

Im Kapitel 2.4 werden die Versagensarten von Stahlbetontragwerken durch Brandeinwirkung und die möglichen baulichen Brandschutzsysteme vorgestellt. Bei Neubauten ist die Zugabe von PP-Fasern zum Konstruktionsbeton das zielführende bauliche Brandschutzsystem. Die vorgestellten Ergebnisse der Brandversuche im Kapitel 2.9 zeigen, dass bei einer geeigneten Betonrezeptur mit PP-Fasern die Betonabplatzungen auf eine vernachlässigbare Größenordnung reduziert werden können. Damit kann sichergestellt werden, dass die Temperatur der luftseitigen Bewehrung bei einer Brandeinwirkung durch die ZTV-Ing-Kurve bzw. die EBA-Kurve und einer Betondeckung von 6 cm auf ca. 300 °C beschränkt bleibt. Weiter ist bei der Verwendung von PP-Faserbeton von einem geringeren Sanierungsaufwand und einem kürzeren Ausfall der Infrastruktur auszugehen. Eine Fragestellung ist, bis zu welcher Größenordnung die Betonabplatzungen bei einem PP-Faserbeton als tolerierbar im Hinblick auf den Erhalt der Tragfähigkeit der brandzugewandten Bewehrung gelten. In diesem Zusammenhang ist auch die irreversible temperaturbedingte Reduzierung der Beton-Verbundspannung insbesondere aufgrund möglicher höherer Betonfestigkeitsreduzierung in der Abkühlphase gegenüber den normativen Angaben einzubeziehen (siehe Kapitel 2.6.6).

In den Kapiteln 2.5 und 2.6 werden die temperaturabhängigen Materialeigenschaften von Stahlbeton basierend auf den Regelwerken, insbesondere der DIN EN 1992-1-2 [89], und einer Literaturrecherche erläutert. Es zeigt sich, dass bei der Verwendung von PP-Faserbeton für Verkehrstunnel folgende abweichende Randbedingungen vorliegen:

- Einfluss der Erwärmungsgeschwindigkeit: Die in der DIN EN 1992-1-2 [89] ausgewiesenen thermischen Materialeigenschaften gelten für Erwärmungsgeschwindigkeiten von 2 K/min bis 50 K/min. Aus der Literatur kann entnommen werden, dass die stationären und instationären Versuche zur Bestimmung der thermischen Materialeigenschaften mit einer Bandbreite der Erwärmungsgeschwindigkeit von 1 K/min bis 15 K/min durchgeführt wurden und dass aus dieser Bandbreite kein relevanter Einfluss der Erwärmungsgeschwindigkeiten auf das Festigkeits- und Verformungsverhalten feststellbar ist. Die nationalen Brandkurven, d. h. die ZTV-ING-Kurve für Straßentunnel und die EBA-Kurve für Eisenbahntunnel (siehe Kapitel 2.3.5), haben eine Erwärmungsgeschwindigkeit von > 200 K/min. Eine Fragestellung ist, wie sich die Erwärmungsgeschwindigkeit mit zunehmender Betonquerschnittstiefe reduziert und welchen Einfluss höhere Erwärmungsgeschwindigkeiten als 15 K/min auf die Versuchsergebnisse bzw. thermomechanischen Materialeigenschaften haben.
- Einfluss der PP-Fasern: Die thermomechanischen Eigenschaften nach DIN EN 1992-1-2 [89] gelten für Normalbeton ohne PP-Fasern. Die Ergebnisse von experimentellen Untersuchungen an hochfestem PP-Faserbeton (Betongüte ca. C100/115) zeigen, dass die Zugabe von PP-Fasern Einfluss auf das thermomechanische Verhalten in Form von verringerten thermischen Dehnungen hat [21]. Im Hinblick darauf stellt sich die Frage, ob die Versuchsergebnisse aus Huismann [21] für Betongüten im Anwendungsbereich von Tunnelinnenschalen bis max. C50/60 bestätigt werden können. Weiter wurde ein Einfluss der PP-Fasern auf die Wärmeleitfähigkeit von Beton festgestellt [21], [58].
- Einfluss des Belastungsgrades: Der Belastungsgrad hat Einfluss auf das thermomechanische Verhalten von Beton. Mit zunehmender äußerer Druckbeanspruchung liegen höhere temperaturabhängige Druckfestigkeiten und Elastizitätsmoduli vor. Begründet wird dies im Wesentlichen damit, dass eine Druckbeanspruchung den temperaturbedingten Rissbildungen entgegenwirkt und somit eine Steifigkeitserhöhung erzielt wird [21], [56]. Weiter zeigen Ergebnisse von instationären Versuchen, dass die thermischen Dehnungen bei einer äußeren Belastung geringer sind [56]. In der DIN EN 1992-1-2 [89] ist der Einfluss der äußeren Belastung auf die temperaturabhängigen Materialeigenschaften von Beton nicht erfasst. Die Fragestellung ist, welchen Einfluss verschiedene Belastungsgrade auf die thermomechanischen Eigenschaften von PP-Faserbeton haben.
- Einfluss des Hochtemperaturkriechens: In Abhängigkeit der Dauer und Höhe der Temperaturbeanspruchung sowie des Belastungsgrades treten im Beton Effekte aus Hochtemperaturkriechen auf. Bei den nationalen Brandkurven liegen begrenzte Dauern der Vollbrandphase vor. Eine Fragestellung lautet, ob daraus gegenüber der DIN EN 1992-1-2 [89] geringere spannungsabhängige Dehnungen resultieren.
- Einfluss Abkühlphase: In der DIN EN 1992-1-2 [89] sind keine Angaben zum Festigkeits- und Verformungsverhalten von Beton in der Abkühlphase vorhanden. In dem Brandschutz - Leitfaden [20] wird als Näherung für rechnerische Nachweise vorgeschlagen, die Festigkeits- und Verformungseigenschaften nach DIN EN 1992-1-2 [89] sowohl für die Erwärmungs- als auch für die Abkühlphase zu verwenden. Weiter werden mögliche irreversible Verformungen, wie in Schneider [57] als Ergebnis instationärer Temperaturversuche festgestellt, in den Regelwerken und Richtlinien nicht berücksichtigt. Ergebnisse experimenteller Untersuchungen von Frangi et al. [13] zeigen, dass in der Abkühlphase eine zusätzliche Reduzierung der Betondruckfestigkeit gegenüber der Erwärmungsphase erfolgt. Darauf aufbauend ergibt sich die Frage, welche zusätzliche Reduzierung der Betondruckfestigkeit und welche irreversiblen Verformungen jeweils in Abhängigkeit des Belastungsgrades für PP-Faserbeton in der Abkühlphase zu erwarten sind.

Im Kapitel 2.7 werden die drei Stufen der rechnerischen Nachweisverfahren für den baulichen Brandschutz nach DIN EN 1992-1-2 [89] vorgestellt. Für Tunnelbauwerke ist aufgrund der von der Normbrandbeanspruchung abweichenden Brandeinwirkung, der statischen Unbestimmtheit und des nichtlinearen Trag- und Systemverhaltens die Stufe 3 der Nachweisverfahren in Form des „Allgemeinen Rechenverfahrens“ anzuwenden. Für Eisenbahntunnel ist das „Allgemeine Rechenverfahren“ mit den ergänzenden Regelungen der Ril 853 [72] zum rechnerischen Ansatz der Betonabplatzungen (siehe auch Kapitel 2.8.3) bei diversen Projekten in der Praxis angewendet worden. Es hat sich gezeigt, dass bei der Abschätzung der mittleren Abplatztiefen nach Ril 853.1001 bei repräsentativen Randbedingungen von Tunnelbauwerken auch unter Verwendung von PP-Fasern Abplatztiefen von 9 cm rechnerisch anzusetzen sind. Bei geeigneten PP-Faserbeton-Rezepturen kann von vernachlässigbaren Betonabplatzungen ausgegangen werden, was durch Ergebnisse von Großbrandversuchen belegt ist (siehe Kapitel 2.9). Die Praxisanwendung des „Allgemeinen Rechenverfahrens“ hat weiter gezeigt, dass die DIN EN 1992-1-2 [89] und die Ril 853 [72] für die rechnerische Nachweisführung eine gewisse Interpretation zulassen und daher in Abhängigkeit der angesetzten Materialeigenschaften, der gewählten Systemmodellierung (u.a. Ansatz Abplatzungen und Abplatzeitpunkte) und der Berechnungsalgorithmen (z. B. nichtlineare Berechnungsverfahren, Berücksichtigung von Vorschädigungen in der zeitabhängigen Berechnung etc.) signifikant unterschiedliche Berechnungsergebnisse resultieren. Alternativ zu rechnerischen Brandschutznachweisen kann nach DIN EN 1992-1-2 [89] und Ril 853 [72] der Nachweis des ausreichenden baulichen Brandschutzes auch über Brandversuche durchgeführt werden. Da Brandversuche zeit- und kostenaufwendig sind und hierüber das Tragverhalten eines gesamten Bauwerkes nicht umfassend abgedeckt werden kann, ist den rechnerischen Brandschutznachweisen eine höhere Bedeutung zuzusprechen.

3.3 Lösungsmethoden

Die Zielsetzung dieser Arbeit, die Definition der erforderlichen konstruktiven baulichen Maßnahmen zur Sicherstellung des Brandschutzes für Innenschalen aus PP-Faserbeton, wird unter Einbeziehung des identifizierten Forschungsbedarfs über folgende Arbeitsschritte realisiert:

- Im Kapitel 4 werden die Ergebnisse der durchgeführten experimentellen Untersuchungen zur Bestimmung der thermomechanischen Materialeigenschaften von PP-Faserbeton vorgestellt. Insbesondere wurden der Einfluss der PP-Fasern, der Erwärmungsgeschwindigkeit, des Belastungsgrades sowie der Abkühlphase auf die thermomechanischen Materialeigenschaften untersucht. Auf Grundlage der Ergebnisse dieser Untersuchungen werden die Abweichungen der thermomechanischen Materialeigenschaften von PP-Faserbeton zu den Vorgaben der DIN EN 1992-1-2 [89] aufgezeigt und ein Materialmodell mit möglichen Bandbreiten der Materialeigenschaften für die brandschutztechnische Bemessung entwickelt. Damit wird den Anforderungen der DIN EN 1992-1-2 [89] entsprochen, die für den Fall einer Einwirkung eines Naturbrandes und/ oder erhöhten Erwärmungsgeschwindigkeiten die Berücksichtigung von versuchstechnisch abgesicherten thermomechanischen Materialkennwerten für die brandschutztechnische Bemessung vorgibt.
- Im Kapitel 5 werden die Ergebnisse der rechnerischen Untersuchungen zum Tragverhalten von Verkehrstunneln auf Grundlage des „Allgemeinen Rechenverfahrens“ nach DIN EN 1992-1-2 [89] vorgestellt. Die Berechnungen erfolgten an zwei repräsentativen bergmännischen Tunnelquerschnitten mit einer Innenschale aus PP-Faserbeton. Im Rahmen einer Sensitivitätsanalyse wurde der Einfluss aus der möglichen Bandbreite der Materialeigenschaften und der Brandeinwirkung untersucht. Zur Verifizierung des im Kapitel 4 entwickelten Materialmodells für PP-Faserbeton wurde ein Großbrandversuch an einem Tunnelsegment aus PP-Faserbeton mit dem „Allgemeinen Rechenverfahren“ nachgerechnet und ein Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den Messergebnissen vorgenommen.
- Abschließend werden im Kapitel 6 die Ergebnisse der Arbeit zusammengefasst und ein Ausblick auf den weiteren Entwicklungs- und Forschungsbedarf gegeben.

4 Experimentelle Untersuchungen

4.1 Allgemeines

Basierend auf den in Kapitel 3 formulierten Forschungsbedarf wurde ein Untersuchungsprogramm für Hochtemperaturversuche an Betonprobekörpern mit PP-Fasern und ohne PP-Fasern entwickelt. Die Untersuchungen wurden mit den Versuchstypen „stationärer Versuch“ und „instationärer Versuch“ in Anlehnung an die Empfehlungen des RILEM Technical Comitee [47], [48], [49] an der Bergischen Universität Wuppertal durchgeführt. Auf diesen beiden Versuchstypen basieren die thermomechanischen Betoneigenschaften der DIN EN 1992-1-2 [89].

4.2 Versuchsmethodik

4.2.1 Stationäre und instationäre Versuche

Stationärer Versuch

Bei den Versuchen mit stationärer Temperatureinwirkung wird der Betonkörper unter einer geringen Vorbelastung mit konstanter Aufheizrate bis zur definierten Temperatur erwärmt. Im Anschluss wird bis zur Erzielung einer gleichmäßigen Durchwärmung des Betonkörpers die Temperatur konstant gehalten. Die Belastung kann dann entweder mit konstanter Lastgeschwindigkeit bis zum Bruch (kraftgesteuert) oder mit konstanter Dehngeschwindigkeit gesteigert werden (weggesteuert). Bei einer weggesteuerten Belastung kann der abfallende Ast der Spannungs-Dehnungslinie ermittelt werden. Die schematische Darstellung des Versuchsablaufes kann der Abbildung 32 links entnommen werden (hier: kraftgesteuerter Versuch). Im Rahmen dieses Versuches können die Betondruckfestigkeit mit zugehöriger Bruchdehnung und der Elastizitätsmodul bzw. Steifigkeit ermittelt werden. In Abhängigkeit der Temperatur T ergeben sich unterschiedliche Spannungs-Dehnungslinien.

Instationärer Versuch

Bei den instationären Versuchen wird unter Raumtemperatur eine zu definierende konstante Last auf den Betonkörper aufgebracht und anschließend die Temperatur mit definierter Aufheizgeschwindigkeit bis zum Bruch des Betonkörpers erhöht. Im Rahmen dieses Versuches können die thermischen Dehnungen ermittelt werden. In Abhängigkeit der Belastung und der Aufheizgeschwindigkeit resultieren unterschiedliche Verläufe der Dehnungskurven. Die schematische Darstellung des Versuchsablaufes kann der Abbildung 32 rechts entnommen werden. Diese Versuchsart ist praxisnah, da die Gesamtdehnungen bei einer vorhandenen konstanten Druckbelastung und einem vorgegebenen Temperaturanstieg ermittelt werden.

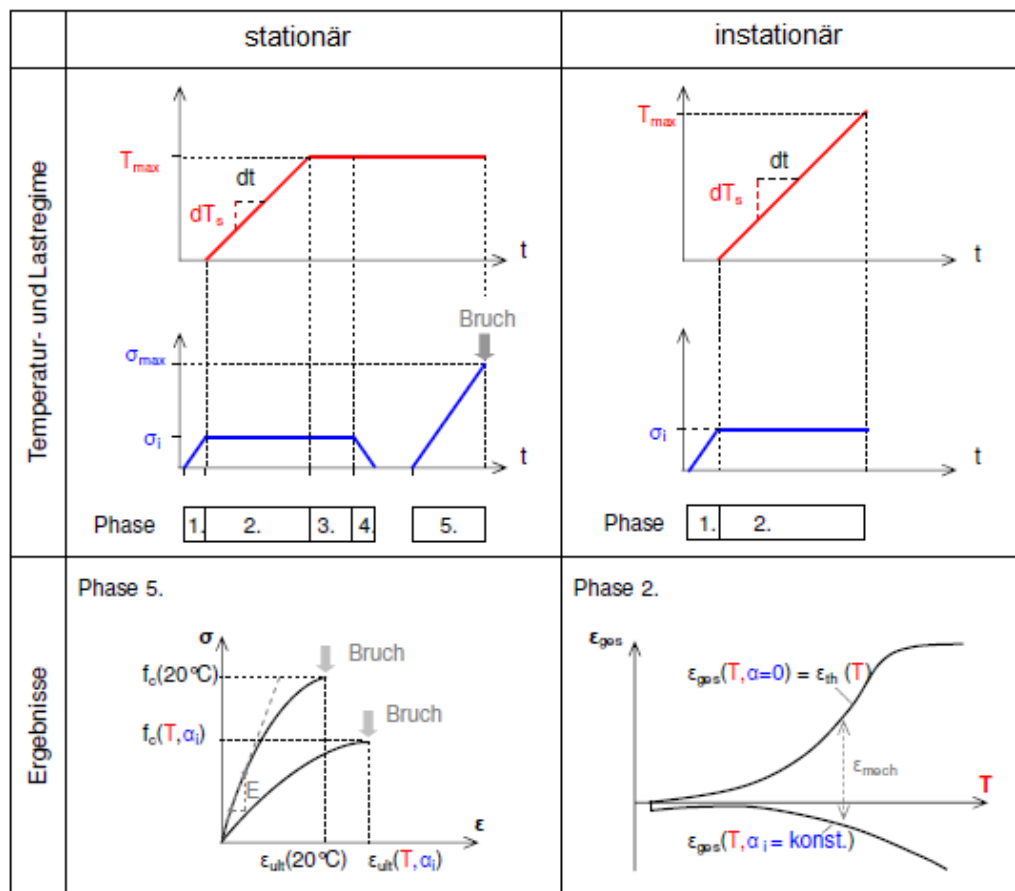


Abbildung 32: Schematische Darstellung der Versuchsmethodik eines stationären (links) und instationären Versuches (rechts) nach [21]

4.2.2 Erwärmungsgeschwindigkeit

Eine offene Frage ist, welchen Einfluss die Erwärmungsgeschwindigkeit auf die thermomechanischen Materialkennwerte hat (siehe Kapitel 2.6.4). Für die Beurteilung der Praxisrelevanz von Erwärmungsgeschwindigkeiten wurde eine thermische Analyse für einen Betonquerschnitt unter Einwirkung der EBA-Kurve mit der Software HYDRA [60] durchgeführt. Den Berechnungen liegen die Randbedingungen eines Beton C30/37 mit einer Betonfeuchte von 3 % und die obere Grenze der Temperaturleitfähigkeit zugrunde (siehe auch Kapitel 2.5.2). Die Ergebnisse der thermischen Analyse sind in der Tabelle 11 bis zum Ende der Brandzeit bei $t = 170$ min dargestellt. Da ab einem Abstand vom brandbeanspruchten Rand von größer 25 cm keine relevanten Temperaturerhöhungen mehr auftreten, beschränkt sich die Ergebnisdarstellung auf diese Querschnittstiefe. Die Ausgangstemperatur wurde mit 20 °C berücksichtigt. Darauf basierend sind in der Tabelle 12 für ausgewählte Querschnittstiefen die Erwärmungsgeschwindigkeiten in K/min für verschiedene Zeitintervalle berechnet.

Tabelle 11: Temperaturerhöhung im Betonquerschnitt bei Einwirkung der EBA-Kurve

Zeitpunkt ab Brandbeginn	Temperatur [°C] im Betonquerschnitt (Tiefenangabe vom brandbeanspruchten Rand) bei Einwirkung der EBA-Kurve								
	0 cm	1 cm	2 cm	3 cm	5 cm	10 cm	15 cm	20 cm	25 cm
t = 5 min	807	188	73	35	21	20	20	20	20
t = 10 min	1114	500	240	115	37	21	20	20	20
t = 15 min	1135	618	346	191	66	24	20	20	20
t = 30 min	1157	774	519	352	152	43	23	20	20
t = 60 min	1170	890	671	510	300	94	41	25	21
t = 90 min	865	780	672	566	388	143	65	35	25
t = 120 min	575	582	559	518	411	186	88	48	30
t = 170 min	224	270	304	325	331	217	119	70	44

Tabelle 12: Erwärmungsgeschwindigkeiten im Betonquerschnitt bei Einwirkung der EBA-Kurve

Zeitraum ab Brandbeginn	Erwärmungsgeschwindigkeiten [K/min] im Betonquerschnitt (Tiefenangabe vom brandbeanspruchten Rand) bei Einwirkung der EBA-Kurve							
	1 cm	2 cm	3 cm	5 cm	10 cm	15 cm	20 cm	25 cm
t = 0 - 5 min	33,7	10,6	3,0	0,2	0,0	0,0	0,0	0,0
t = 5 - 10 min	62,4	33,4	16,0	3,2	0,1	0,0	0,0	0,0
t = 10 - 15 min	23,5	21,3	15,1	5,9	0,6	0,0	0,0	0,0
t = 15 - 30 min	10,4	11,5	10,8	5,7	1,3	0,2	0,0	0,0
t = 30 - 60 min	3,9	5,1	5,3	4,9	1,7	0,6	0,2	0,0
t = 60 - 90 min	-3,7	0,0	1,8	2,9	1,6	0,8	0,3	0,1
t = 90 - 120 min	-6,6	-3,8	-1,6	0,8	1,4	0,8	0,4	0,2
t = 120 - 170 min	-6,2	-5,1	-3,8	-1,6	0,6	0,6	0,4	0,3

Die Tabelle 12 zeigt, dass sich mit zunehmender Bauteiltiefe die Erwärmungsgeschwindigkeit reduziert. In einer Bauteiltiefe von 2 cm reduziert sich die Erwärmungsgeschwindigkeit auf 33 K/min und in 3 cm Tiefe auf 16 K/min. Die Erwärmungsgeschwindigkeit von 62 K/min in 1 cm Tiefe ist nicht relevant, da aufgrund der hohen Temperaturen in der Randzone eine signifikante Materialentfestigung auftritt und für die Tragfähigkeit des Gesamtquerschnittes die Randzone keine Bedeutung hat.

Die Erwärmungsgeschwindigkeiten im Betonquerschnitt liegen damit in der Bandbreite von 2 K/min bis 50 K/min entsprechend der DIN EN 1992-1-2 [89]. Die Versuchseinrichtung der Bergischen Universität Wuppertal kann maximale Erwärmungsgeschwindigkeiten von 25 K/min realisieren. Im Rahmen dieser Arbeit wird über experimentelle Untersuchungen analysiert, inwieweit eine Erwärmungsgeschwindigkeit in einer Größenordnung von 25 K/min im Vergleich zu üblichen Erwärmungsgeschwindigkeiten von ca. 4 K/min Einfluss auf das Festigkeits- und Verformungsverhalten von Beton hat.

4.2.3 Untersuchungsprogramm

Das Untersuchungsprogramm für die stationären und instationären Versuche ist nachfolgend tabellarisch zusammengestellt. Die Versuche gemäß der Zusammenstellung in Tabelle 13 [30] sowie die ergänzenden Versuche gemäß der Tabelle 14 wurden im Zeitraum 2014 bis 2015 an der Bergischen Universität Wuppertal durchgeführt. In den Tabellen können für die jeweilige Versuchsnummer die entsprechenden Versuchsparameter Temperatur, Aufheizrate, Belastungsgrad sowie Betonzusammensetzung (mit bzw. ohne PP-Fasern) entnommen werden. Die stationären Versuche wurden weggesteuert mit einer Rate von 0,1 %/s gefahren. Die Versuche 1.11, 1.13, 1.18 und 1.25 konnten aufgrund einer frühzeitigen Zerstörung des Probekörpers oder technischen Problemen bei der Verformungsmessung nicht planmäßig durchgeführt werden.

Tabelle 13: Parameter für die durchgeführten Versuche 1.1 bis 1.28 [30]

Erwärmungsrate K/min	0	4		25		
(Vor-) Belastung $\alpha = \sigma / f_{ck} (20^\circ)$	0	0	0,1	0	0,1	0,3
Versuchstyp stationäre Temperaturbeanspruchung						
20°	1.1,1.2					
	1.3*,1.4*					
200°		1.5,1.5a		1.6		
		1.7*,1.7a*		1.8*		
400°				1.9		1.10
				1.12*		
600°				1.14		1.15
750°				1.16		
Versuchstyp instationäre Temperaturbeanspruchung						
bis max. 800°		1.19,1.20	1.21		1.22, 1.23	1.24
		1.26*,1.27*				
Bis 600°, auf 600° 55min belassen, dann abkühlen bis auf Raumtemperatur				1.28		
Versuchstyp Restdruckfestigkeit						
Restdruckfestigkeit bei vorheriger Erwärmung auf 400°C (Probe aus 1.11 wurde nur erwärmt)	1.17*					

*Beton ohne PP-Faser, Beton mit PP-Faser

Tabelle 14 : Parameter für ergänzend durchgeführte Versuche 2.1 bis 2.9

Erwärmungsrate K/min (Vor-) Belastung $\alpha = \sigma / f_{ck}$ (20°)	10 bis 15				25
	0	0,1	0,3	0,5	0
Versuchstyp instationäre Temperaturbeanspruchung					
350°, auf 350° 25 min belassen			2.1		
400°, auf 400° 180 min belassen				2.2	
500°, auf 500° 100 min belassen		2.5*			
600°, auf 600° 280 min belassen	2.3				
600°, auf 600° 280 min belassen					2.4
Versuchstyp Restdruckfestigkeit					
Restdruckfestigkeit bei vorheriger Erwärmung auf 400°C (Probe aus 2.1)			2.6		
Restdruckfestigkeit bei vorheriger Erwärmung auf 400°C (Probe aus 2.2)				2.8	
Restdruckfestigkeit bei vorheriger Erwärmung auf 500°C (Probe aus 2.5)		2.9*			
Restdruckfestigkeit bei vorheriger Erwärmung auf 600°C (Probe aus 2.3)	2.7				

*Beton ohne PP-Faser, Beton mit PP-Faser

Mit den experimentellen Untersuchungen wurden folgende offene Fragen zum thermischen Materialverhalten von Beton untersucht:

Stationäre Versuche

Über die Versuche 1.1 bis 1.16 wurde der Einfluss von PP-Fasern, der Einfluss des Vorbelastungsgrades α und der Einfluss der Erwärmungsgeschwindigkeit auf die temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungslinien von Beton untersucht.

Instationäre Versuche

Über die Versuche 1.19 bis 1.27 wurden insbesondere der Einfluss von PP-Fasern, der Einfluss der Erwärmungsgeschwindigkeit und der Einfluss der Belastung auf die thermischen Dehnungen von Beton untersucht. Des Weiteren können aus der Auswertung von instationären Versuchen mit verschiedenen Belastungsgraden temperaturabhängige Spannungs-Dehnungslinien bestimmt werden.

Über die Versuche 1.28 und 2.2 wurden die resultierenden thermischen Dehnungen aus dem Verlauf einer geschlossenen Brandkurve und einer anschließenden Abkühlphase ermittelt. Insbesondere wurden hier das Hochtemperaturkriechverhalten während der Vollbrandphase, das thermomechanische Verhalten in der Abkühlphase sowie mögliche irreversible Verformungen des Betonkörpers untersucht. Bei den Versuchen 2.1 sowie 2.3 bis 2.5 lagen technische Probleme bei den Verformungsmessungen vor, sodass keine Auswertung vorgenommen werden konnte.

Versuche zur Restdruckfestigkeit

Über die Versuche 1.17 sowie 2.6 bis 2.9 wurden die Restdruckfestigkeiten im wiederabgekühlten Zustand bestimmt.

4.2.4 Beton-Probekörper

Die Probekörper für die experimentellen Untersuchungen sind auf der Baustelle Bühl tunnel (siehe Kapitel 2.9.3) betoniert worden. Am 12.11.2013 wurden 18 Betonkörper aus der Rezeptur des Gewölbebetons C30/37 mit PP-Fasern und 6 Probekörper aus der Rezeptur des Sohlbetons C30/37 ohne PP-Fasern hergestellt (siehe Abbildung 33). Die Betonrezepturen können dem Anhang C entnommen werden. Die verwendeten Schalungszylinder hatten einen Durchmesser von 60 mm und eine Höhe von 450 mm. Die Betonkörper mit PP-Fasern wurden ca. 25 Tage im Wasser und danach trocken gelagert. Bei den Betonkörpern ohne PP-Fasern erfolgte abweichend eine Lagerung von nur 8 Tagen im Wasser.

Die Betonkörper wurden am 27.03.2014 im Betontechnologie-Labor der Bergischen Universität Wuppertal ausgeschalt. Gemäß RILEM TC 200-HTC Part 2 [49] wird für Probekörper ein Verhältnis von Höhe zu Durchmesser von 3:1 empfohlen. Die ausgeschalteten Beton-Probekörper hatten einen Durchmesser von 57 mm. Die Höhen wurden über Schnitte auf 180 mm reduziert und die Oberflächen plangeschliffen.



Abbildung 33: Beton-Probekörper auf der Baustelle Bühl tunnel

Die Abbildung 34 zeigt einen ausgeschalteten und bearbeiteten Probekörper aus Beton mit PP-Fasern. An der Oberfläche des Probekörpers ist die Zugabe der PP-Fasern ersichtlich.



Abbildung 34: Beton-Probekörper mit PP-Fasern [30]

4.2.5 Thermomechanische Prüfeinrichtung

Die thermomechanischen Prüfeinrichtung besteht im Wesentlichen aus den folgenden Elementen:

- Belastungseinrichtung
- Erwärmungseinrichtung
- Verformungsmesseinrichtung

Belastungseinrichtung

Verwendet wurde eine statische Druck- und Zugprüfmaschine der Fa. MFL Systeme Typ RK 250 MFL mit einer maximalen Druckkraft von 250 kN (siehe Abbildung 35). Bei dem gewählten Probekörperdurchmesser von 57 mm kann somit eine Spannung von max. 98 N/mm² aufgebracht werden. Die Steuerung der Maschine kann kraftgesteuert oder weggesteuert erfolgen. Die Belastungsstempel bestehen aus Invar, einer speziellen Eisen-Nickel-Legierung mit einem geringen Wärmeausdehnungskoeffizienten.

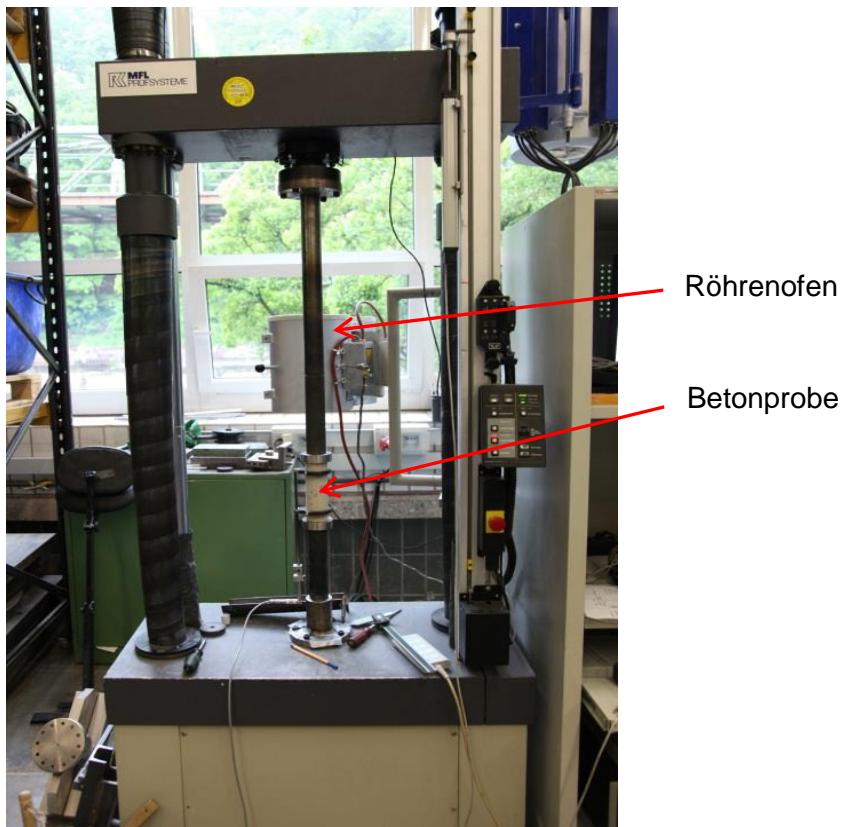


Abbildung 35: Druckprüfmaschine Fa. MFL Systeme Typ RK 250 MFL [30]

Erwärmungseinrichtung

Zur Erhitzung der Probekörper wird ein Röhrenofen der Fa. Prüfer, Typ ERO 8/44 KH verwendet mit dem eine Erhitzung bis auf 1.200 °C möglich ist. Der Ofen hat eine Höhe von 465 mm. Für die Steuerung der Erhitzung sind die Aufheizrate (K/min), die Zieltemperatur und die Haltezeit nach Erreichen der Zieltemperatur vorzugeben.

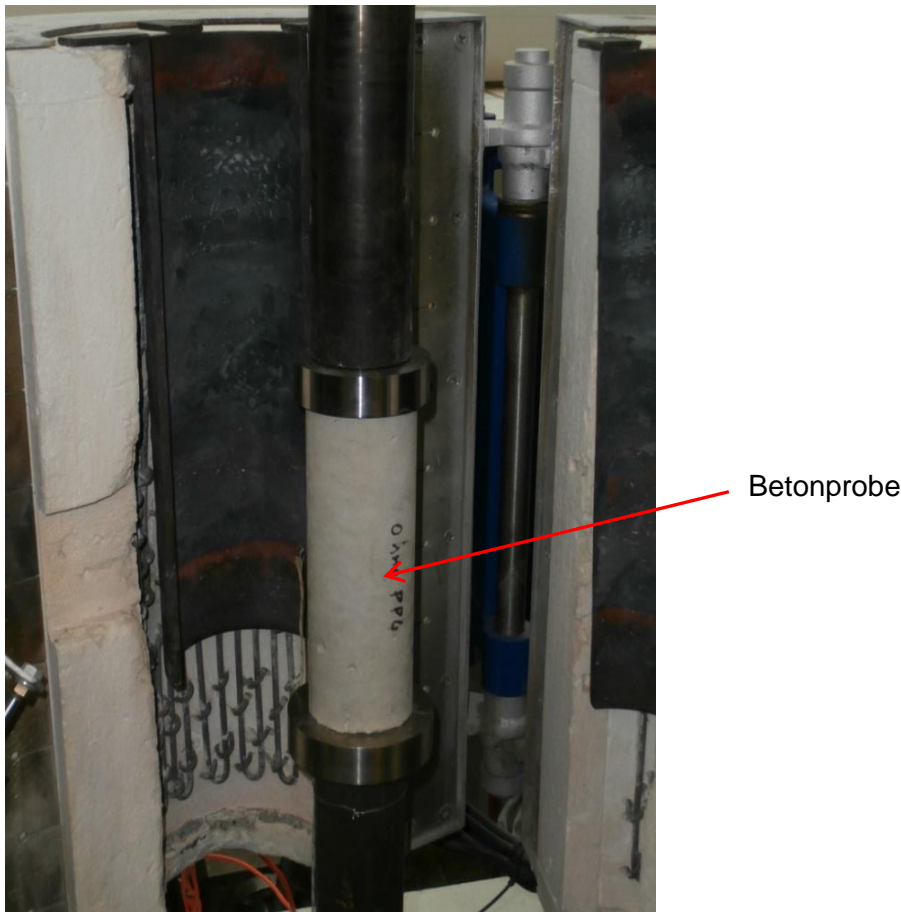


Abbildung 36: Hochtemperaturofen mit Stahlschutzplatten [30]

Um Schäden im Ofen durch Abplatzungen oder Versagen des Beton-Probekörpers zu vermeiden, wurden bei den stationären Versuchen Schutzschalen aus Stahl zwischen dem Probekörper und den Heizspiralen eingebaut. Der Probekörper erwärmt sich daher mit einer entsprechenden Verzögerung. In [30] sind für die stationären Versuche über Kalibrierversuche die erforderlichen Haltezeiten nach Erreichen der Zieltemperatur bestimmt worden. Bei den Kalibrierversuchen sind die Temperaturen im Ofen (hinter der Stahlplatte) und die Temperaturen mittig im Beton-Probekörper gemessen worden. Die Haltezeit ist erreicht, wenn eine gleichmäßige Durchwärmung des Probekörpers mit der Zieltemperatur vorliegt. Die Haltezeit entspricht der Phase 3 gemäß Darstellung in Abbildung 32. Erst dann erfolgte in den stationären Versuchen die Belastung des Probekörpers bis zum Bruch.

Verformungsmesseinrichtung

Die Messung der Verformungen des Probekörpers erfolgte über zwei verschiedene Messeinrichtungen. Mit einem Wegaufnehmer WA20 erfolgte die Verformungsmessung direkt am Probekörper. Der Wegaufnehmer wurde am Probekörper über Schellen fixiert. Im Rahmen der Versuchsdurchführung haben sich teilweise unplausible Messergebnisse mit dem WA20 gezeigt, was auf Probleme bei der Schellenbefestigung zurückgeführt wird. Die Schellen waren aus Normalstahl und auf einen Probendurchmesser von 60 mm statt 57 mm ausgelegt, so dass im Zuge der Erwärmung die Schellen durch die Ausdehnung nicht ausreichend fixiert waren. Für die Auswertung der Versuche konnten daher die Verformungsmessungen mit dem WA20 zum Teil nicht herangezogen werden.

Der Wegaufnehmer Weg300 ist an der Prüfeinrichtung befestigt und misst daher den gesamten Maschinenweg einschließlich Verformungen der Prüfeinrichtung. Um die reinen Verformungen des Probekörpers zu erhalten, sind die Messergebnisse des Wegaufnehmers Weg300 zu bereinigen. Die Abbildung 37 zeigt die beiden Wegaufnehmer.

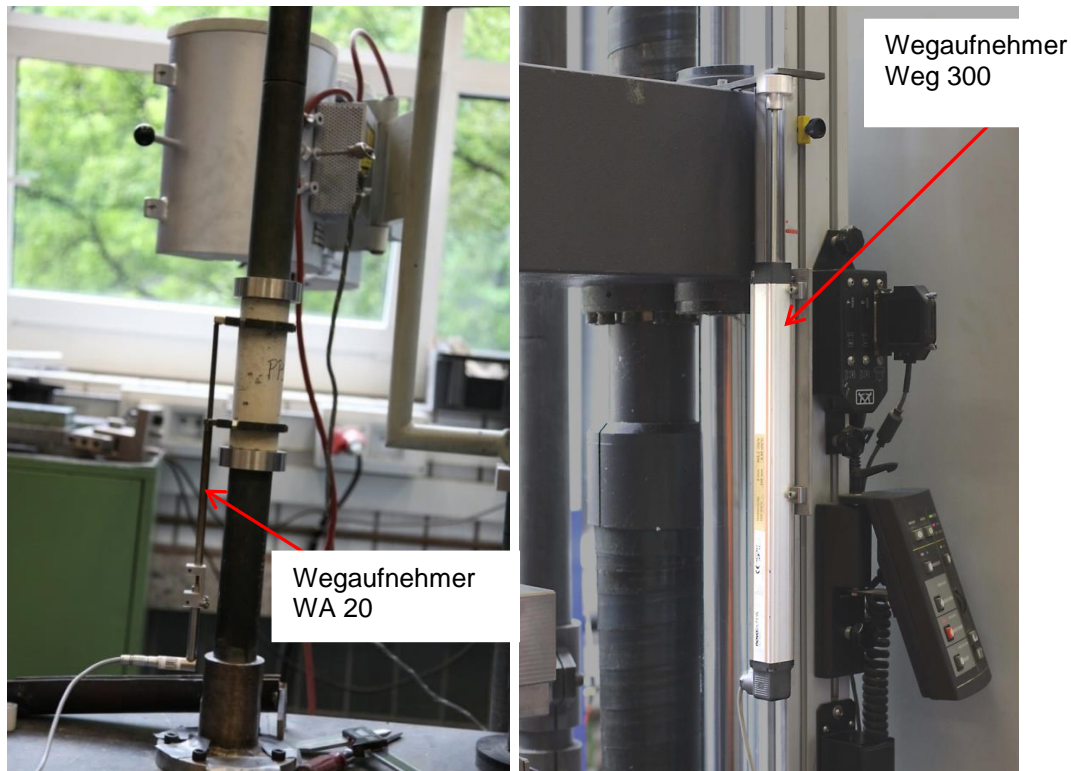


Abbildung 37: Wegaufnehmer: links WA20, rechts Weg300 [30]

4.3 Ergebnisse

4.3.1 Bereinigung der gemessenen Verformungen

Um die reinen Verformungen des Beton-Probekörpers zu erhalten, ist ein Abzug der Verformungen der Prüfeinrichtung von den Gesamtverformungen aus der Weg300 Messung vorzunehmen. Hierzu wurden Kalibrierversuche durchgeführt, bei denen der Betonprobekörper durch einen Invarprobekörper ersetzt wurde, so dass die gemessenen Verformungen vollständig aus Verformungen des Invars resultieren.

Die Abbildung 38 zeigt schematisch den Versuchsaufbau der Kalibrierversuche.

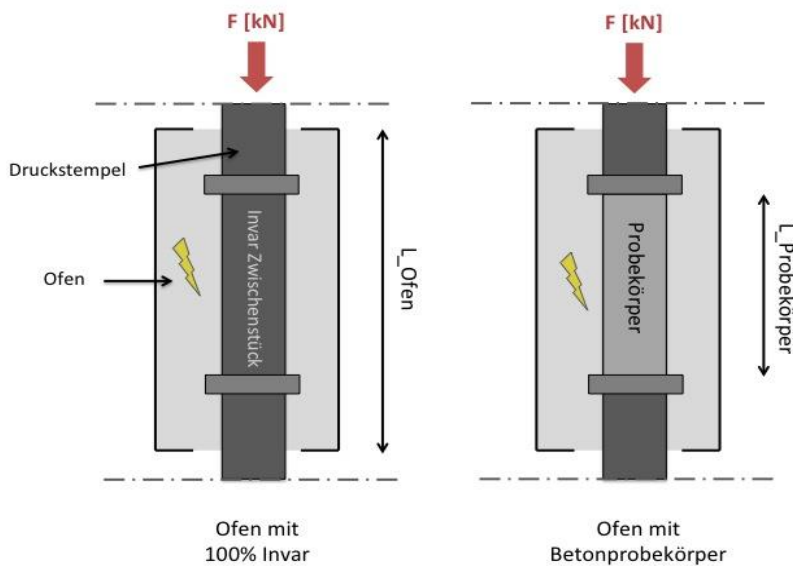


Abbildung 38: Schematische Darstellung Kalibrierversuch [30]

Bei der Verformungsbereinigung werden nachfolgend die instationären und stationären Versuche unterschieden. Bei den instationären Versuchen sind die temperaturbedingten Dehnungen der Invarbelastungsstempel zu bereinigen. Bei den stationären Versuchen sind die Verformungen der Belastungseinrichtung, insbesondere der Traverse, abzuziehen.

Stationärer Versuch

In vier Kalibrierversuchen wurden die Invarprobekörper unter Raumtemperatur (20 °C) sowie vorheriger Erwärmung auf 200 °C, 400 °C und 600 °C jeweils bis 120 kN belastet und die Verformungen ΔL_{Invar} gemessen.

Nachfolgend wird basierend auf den Kalibrierversuch bei Raumtemperatur (20 °C) eine äquivalente Länge $L_{äquiv}$ der druckbeanspruchten Invar-Belastungseinrichtung ermittelt. Die Steifigkeitsverluste aus der Verformung der Belastungseinrichtung sind hier enthalten.

$$F/A_{Invar} = \Delta L_{Invar} / L_{äquiv} \cdot E_{Invar} \quad (4.1)$$

mit

ΔL_{Invar} : Verformung Weg300 Kalibrierversuch: 0,65 mm bei 20 °C

E_{Invar} : E-Modul Invar: 143.000 MN/m² bei 20 °C

F: Druckbelastung: 120 kN

A_{Invar} : Querschnittsfläche Invarkörper mit Durchmesser 50 mm: 1962,5 mm²

Die äquivalente Länge $L_{äquiv}$ errechnet sich über Gleichung 3.1 zu 1520 mm.

Bei den Kalibrierversuchen unter Temperatureinwirkung erwärmen sich der Invarprobekörper und die Invarstempel innerhalb des Ofens auf die Ofentemperatur. Über die Wärmeleitfähigkeit des Invars erwärmen sich auch anteilsweise die Stempel außerhalb des Ofens. Eine Erwärmung hat eine Änderung des Elastizitätsmoduls des Invars zur Folge. Über die gemessenen Verformungen ΔL_{Invar} aus einer Belastung von 120 kN wird für jede Temperaturstufe über die Gleichung 4.2 ein äquivalenter Invar-Elastizitätsmodul berechnet.

$$E_{Invar(T)} = \Delta L_{Invar(20^\circ C)} \cdot E_{Invar(20^\circ C)} / \Delta L_{Invar(T)} \tag{4.2}$$

Die Ergebnisse sind nachfolgend tabellarisch zusammengestellt.

Tabelle 15 : Auswertung Kalibrierversuche unter stationärer Temperatureinwirkung

T [°C]	20	200	400	600
ΔL_{Invar} [mm] bei Belastung 120 kN	0,65	0,66	0,67	0,69
$E_{Invar(T)}$ [MN/m ²]	143.000	140.830	138.731	134.710

Die Verformungen des Betonprobekörpers ΔL_{Beton} ermitteln sich zu:

$$\Delta L_{Beton} = \Delta L_{Weg300} - \Delta L_{Belastung} \tag{4.3}$$

$$\Delta L_{Belastung} = (F \cdot L_{\text{äquiv}}) / (A_{Invar} \cdot E_{Invar(T)}) \tag{4.4}$$

mit

ΔL_{Beton} : Verformung des Betonprobekörpers

$\Delta L_{Belastung}$: Verformung der Belastungseinrichtung

ΔL_{Weg300} : Gemessenerer Maschinenweg aus stationären Versuchen

In der Abbildung 39 sind exemplarisch die Spannungs-Dehnungslinien des Probekörpers aus dem Versuch 1.14 für die unbereinigten und die bereinigten Verformungen gegenübergestellt.

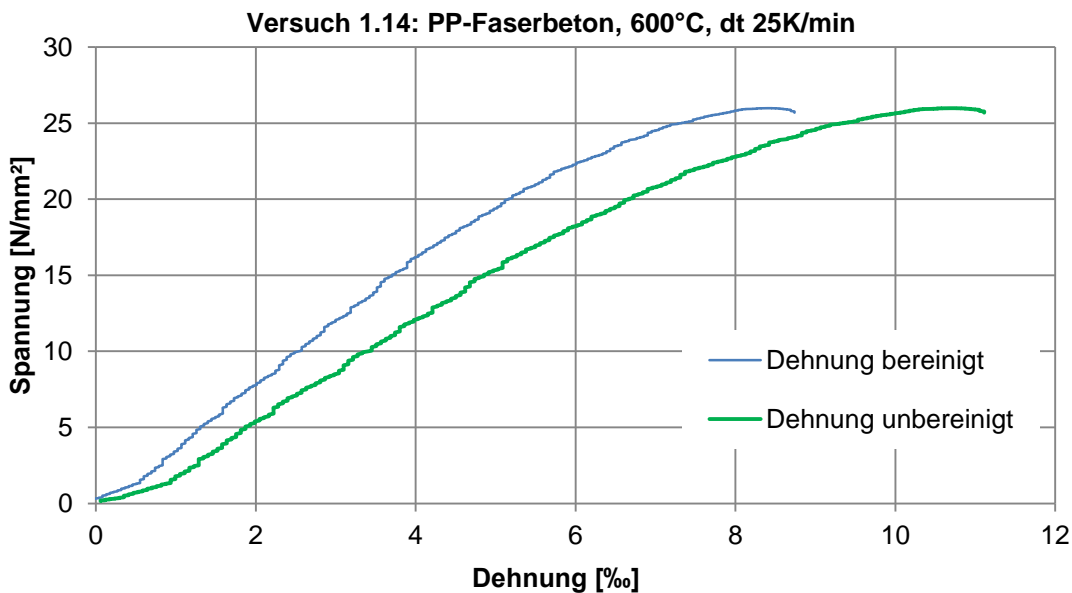


Abbildung 39: Spannungs-Dehnungslinien Versuch 1.14 für bereinigte und unbereinigte Dehnungen aus Maschinenweg - Messung

Instationärer Versuch

Bei den instationären Versuchen müssen für die Auswertung der Weg300-Messergebnisse die Verformungen aus den erwärmten Bauteilen der Belastungseinrichtung abgezogen werden. Durch die Wärmedämmung an der Unter- und Oberseite des Ofens erfolgt die primäre Temperaturbeanspruchung für die Invarstempel innerhalb des Ofens. Innerhalb des Ofens liegt eine bekannte homogene Temperaturverteilung vor und es kann daher von einer homogenen

temperaturabhängigen Längenausdehnung ausgegangen werden. Um den Anteil der Verformungen aus den miterhitzten Invarstempeln zu ermitteln, wurden drei Kalibrierversuche mit einem Invarprobekörper statt einem Betonprobekörper durchgeführt [30]. Die Kalibrierversuche hatten folgende differenzierte Randbedingungen:

1. Kalibrierversuch 1: Aufheizrate 4 K/min bis Zieltemperatur von 800 °C, keine Belastung
2. Kalibrierversuch 2: Aufheizrate 4 K/min bis Zieltemperatur von 800 °C, Belastung $0,1 \cdot f_c$ (= 15,59 kN bzw. 6,2 N/mm²)
3. Kalibrierversuch 3: Aufheizrate 25 K/min, bis Zieltemperatur von 800 °C, keine Belastung

Die bereinigten Verformungswerte des Betonprobekörpers können dann über folgende Beziehung ermittelt werden:

$$\Delta L_{\text{Beton}} = \Delta L_{\text{Weg300}} - S \cdot \Delta L_{\text{Invar}} \quad (4.5)$$

$$S = 1 - (L_P/L_0) \quad (4.6)$$

mit

ΔL_{Beton} : bereinigte Verformung des Betonprobekörpers

ΔL_{Weg300} : Gemessenerer Maschinenweg aus Versuch

S: Skalierungsfaktor

ΔL_{Invar} : Gemessenerer Maschinenweg aus Kalibrierversuch

L_P : Höhe des Betonprobekörpers ca. 170 mm

$L_{0, \text{äquiv}}$: Höhe des Ofens = 465 mm bzw. des temperaturbeeinflussten Bereiches der Belastungseinrichtung

Mit dem Skalierungsfaktor werden die temperaturabhängigen Verformungen aus den Druckstempeln innerhalb des Ofens abgezogen. Bei einer Betonprobenkörperlänge von ca. 170 mm ergibt sich der Skalierungsfaktor S nach Gleichung 4.6 zu 0,634.

Aufgrund der Wärmeleitfähigkeit des Invars geht insbesondere bei der langen Erwärmungsphase mit einer Aufheizrate von 4 K/min die temperaturbeeinflusste Höhe der Invarstempel über den Ofen hinaus. Die temperaturbeeinflusste Höhe lässt sich aus einer Rückrechnung der gemessenen Verformungen aus den Kalibrierversuchen über folgende Beziehung ermitteln:

$$L_{0, \text{äquiv}} = \Delta L_{\text{Invar}} / (\alpha_T \cdot T) \quad (4.7)$$

mit

α_T : mittlerer Wärmeausdehnungskoeffizient Invar (20°C bis 600°C): $10,7 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$

Tabelle 16 : Auswertung Kalibrierversuche unter instationärer Temperatureinwirkung

Kalibrierversuch mit Invarprobekörper	Aufheizrate 4 K/min bis 800 °C	Aufheizrate 4 K/min bis 800 °C, Vorbelastung $0,1 \cdot f_c$	Aufheizrate 25 K/min bis 800 °C
Zeitpunkt, Ofentemperatur bei rechnerischem $L_0 = 465$ mm nach Gleichung 4.7	ca. 84 min, 355°C	ca. 92 min, 390°C	ca. 32 min, 575°C
$L_{0,äquiv}$ nach Gleichung 4.7 bei einer Ofentemperatur von 800°C	777 mm	747 mm	729 mm
Skalierungsfaktor S bei Ofentemperatur von 800°C nach Gleichung 4.6	0,78	0,77	0,76

Bei der Bereinigung der Verformungen wird der Skalierungsfaktor S ab der Temperatur, bei der rechnerisch der temperaturbeeinflusste Bereich über die Ofenhöhe von 465 mm hinausgeht, bis zur Zieltemperatur von 800 °C zwischen dem Ausgangswert von 0,634 und dem versuchsspezifischen Endwert gemäß Tabelle 16 (letzte Zeile) interpoliert.

Die Abbildung 40 zeigt exemplarisch für den Versuch 1.19 die gemessenen Gesamtverformungen ΔL_{Weg300} , den Anteil der Verformungen des Invars ΔL_{Invar} sowie die bereinigten Verformungen des Betonprobekörpers ΔL_{Beton} über Gleichung 4.5.

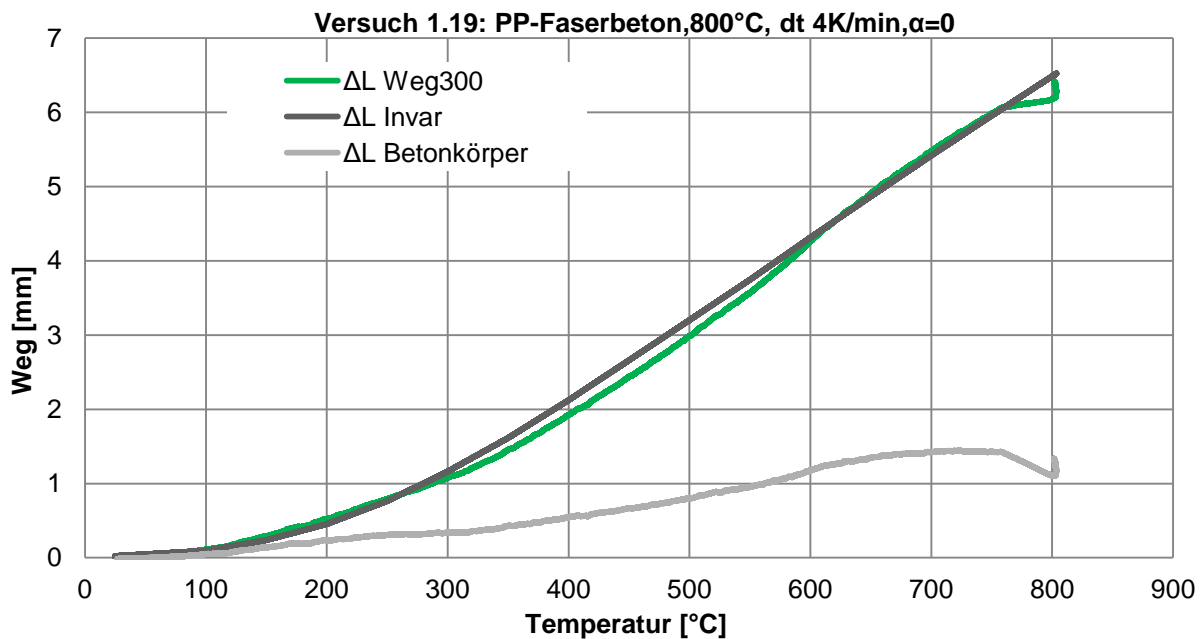


Abbildung 40: Bereinigung der Temperatur-Dehnungslinien für den Versuch 1.19

4.3.2 Stationäre Versuche

Die Ergebnisse werden nachfolgend unterschieden nach der Erwärmungsphase und dem wiederabgekühlten Zustand.

Temperaturabhängige Spannungs-Dehnungslinien in der Erwärmungsphase

Die aus den stationären Versuchen ohne Vorbelastung ermittelten temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungslinien sind in Abbildung 41 für Beton mit PP-Fasern und in Abbildung 42 für Beton ohne PP-Fasern dargestellt.

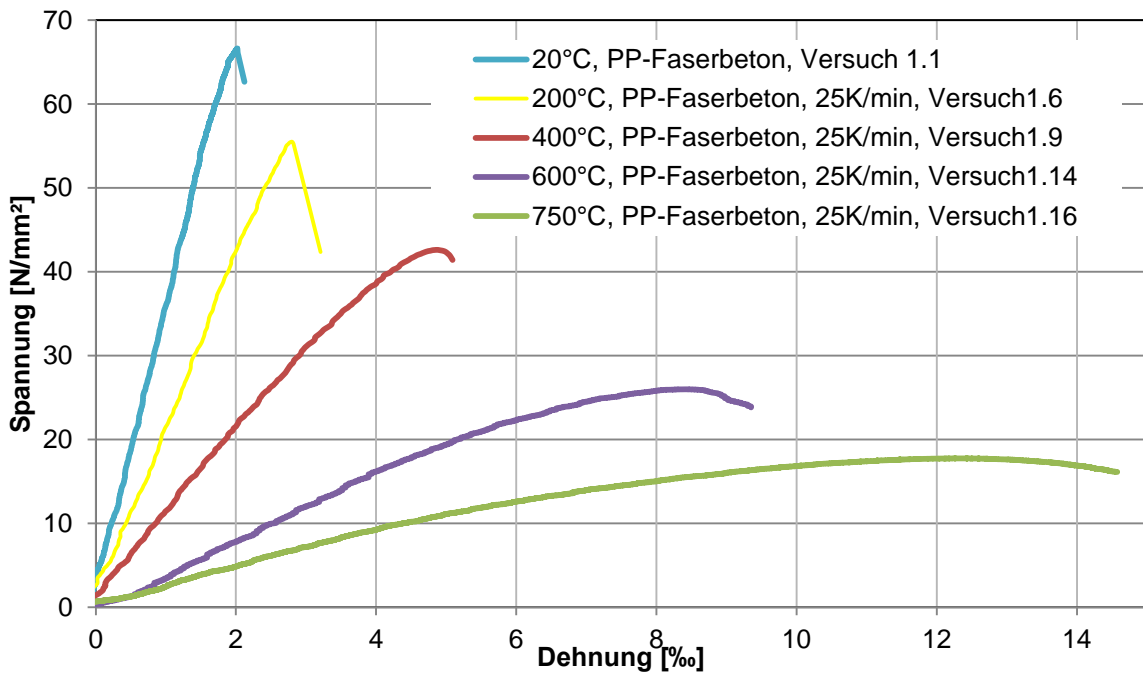


Abbildung 41: Spannungs-Dehnungslinien für Beton mit PP-Fasern

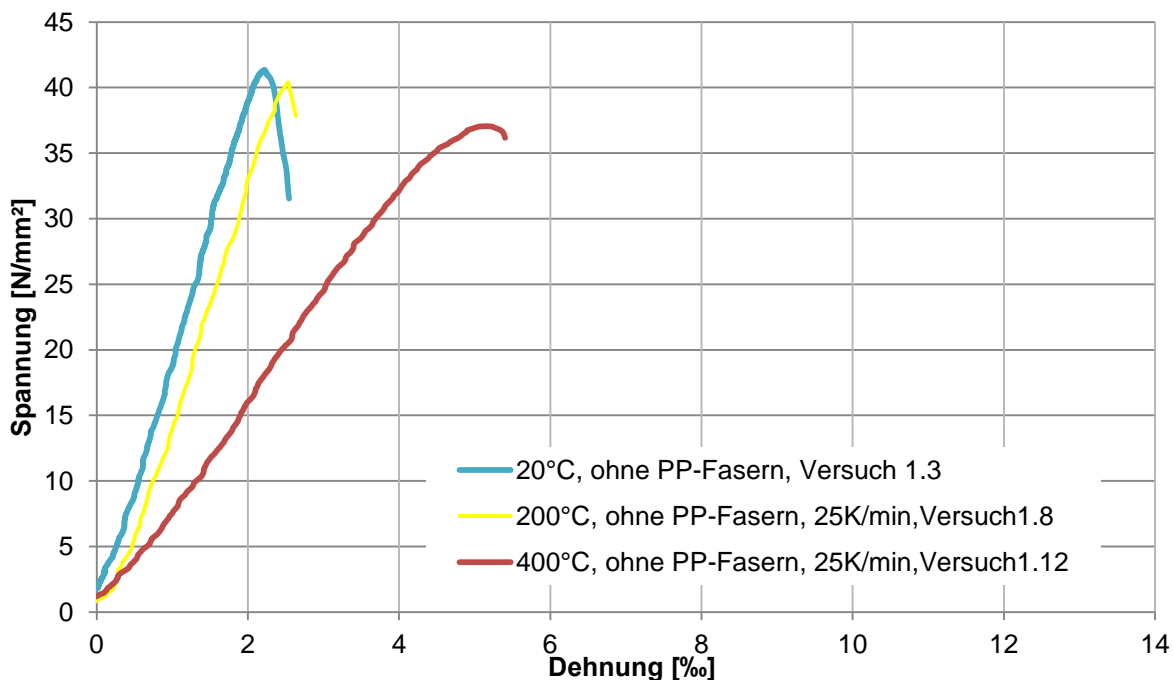


Abbildung 42: Spannungs-Dehnungslinien für Beton ohne PP-Fasern

Die Versuchsergebnisse zeigen die bekannte temperaturabhängige Reduzierung der Druckfestigkeit und des E-Moduls von Beton mit guter Übereinstimmung zu Veröffentlichungen (z. B. Abbildung 17 [56]).

Um den Einfluss der Erwärmungsgeschwindigkeit auf das temperaturabhängige Festigkeitsverhalten beurteilen zu können, werden in Abbildung 43 und Abbildung 44 die temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungslinien mit Erwärmungsgeschwindigkeiten von 4 K/min bzw. 25 K/min differenziert für PP-Faserbeton und Beton ohne PP-Fasern gegenübergestellt.

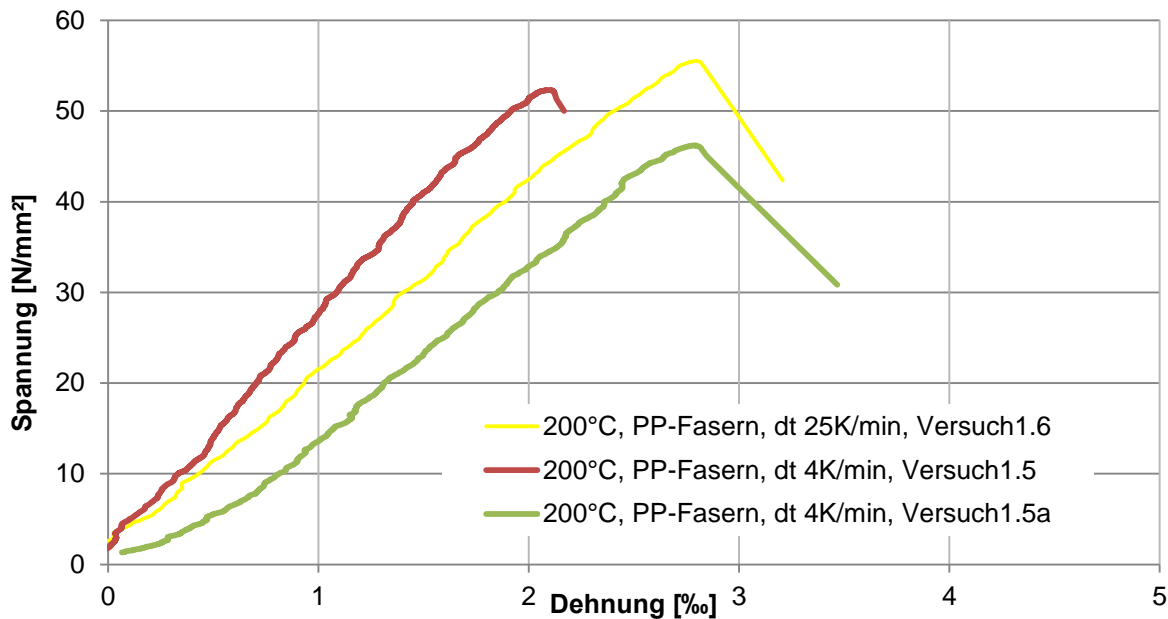


Abbildung 43: Vergleich Spannungs-Dehnungslinien PP-Faserbeton für Erwärmungsgeschwindigkeiten von 4 K/min und 25 K/min

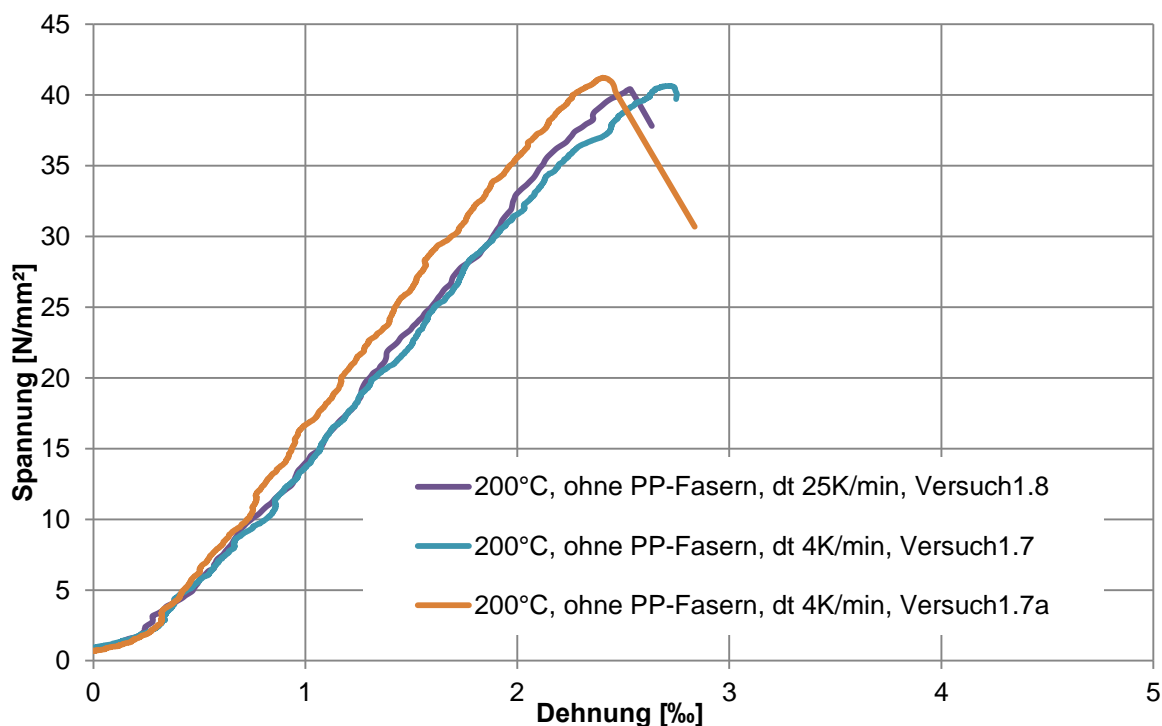


Abbildung 44: Vergleich Spannungs-Dehnungslinien Beton ohne PP-Fasern für Erwärmungsgeschwindigkeiten von 4 K/min und 25 K/min

Eine größere Erwärmungsgeschwindigkeit führt zu höheren Temperaturunterschieden im Probekörper woraus Eigenspannungen und Rissbildungen mit Einfluss auf die Festigkeiten resultieren können. Ein Einfluss der Erwärmungsgeschwindigkeit auf das temperaturabhängige Festigkeitsverhalten kann gemäß den obigen Abbildungen aus den Versuchsergebnissen nicht eindeutig abgeleitet werden. Bei der Bewertung ist jedoch zu berücksichtigen, dass die Belastung des Probekörpers in den Versuchen erst nach einer Haltezeit und einer gleichmäßigen Durchwärmung des Probekörpers durchgeführt wurde (siehe Phase 3 in Abbildung 32).

Nachfolgend wird tabellarisch die temperaturabhängige Reduzierung der Druckfestigkeiten der Versuche ausgewertet und in Abbildung 45 grafisch mit den Angaben der DIN EN 1992-1-2 [89] verglichen. Bei dem Vergleich ist zu beachten, dass die Zuschläge des Betons der Probekörper im Grobfraktionsbereich von 2 mm bis 16 mm aus Kalksteinsplitt bestehen. Wenn für die Temperaturstufen mehrere Versuche vorlagen, wurden Mittelwerte gebildet.

Tabelle 17: Beton - Heißdruckfestigkeiten

Temperatur [°C]	PP-Faserbeton			PP-Faserbeton mit Vorbelastung $\alpha = 0,3 f_c$			Beton ohne PP-Fasern		
	Versuchs-Nr.	Druckfestigkeit $f_{c\theta}$ [N/mm ²]	$f_{c\theta}/f_c$	Versuchs-Nr.	Druckfestigkeit $f_{c\theta}$ [N/mm ²]	$f_{c\theta}/f_c$	Versuchs-Nr.	Druckfestigkeit $f_{c\theta}$ [N/mm ²]	$f_{c\theta}/f_c$
20	1.1	66,6	100%				1.3	41,3	100%
	1.2	58,6 i.M.: 62,6 (=f _c)					1.4	36,9 i.M.: 39,1 (=f _c)	
200	1.5	52,3	82%				1.7	40,7	104%
	1.5a	46,2					1.7a	41,2	
	1.6	55,5 i.M.:51,6					1.8	40,4 i.M.:40,8	
400	1.9	42,6	68%	1.10	56,2	90%	1.12	37,1	95%
600	1.14	26,0	42%	1.15	44,4	71%	-	-	-
750	1.16	17,7	28%				-	-	-

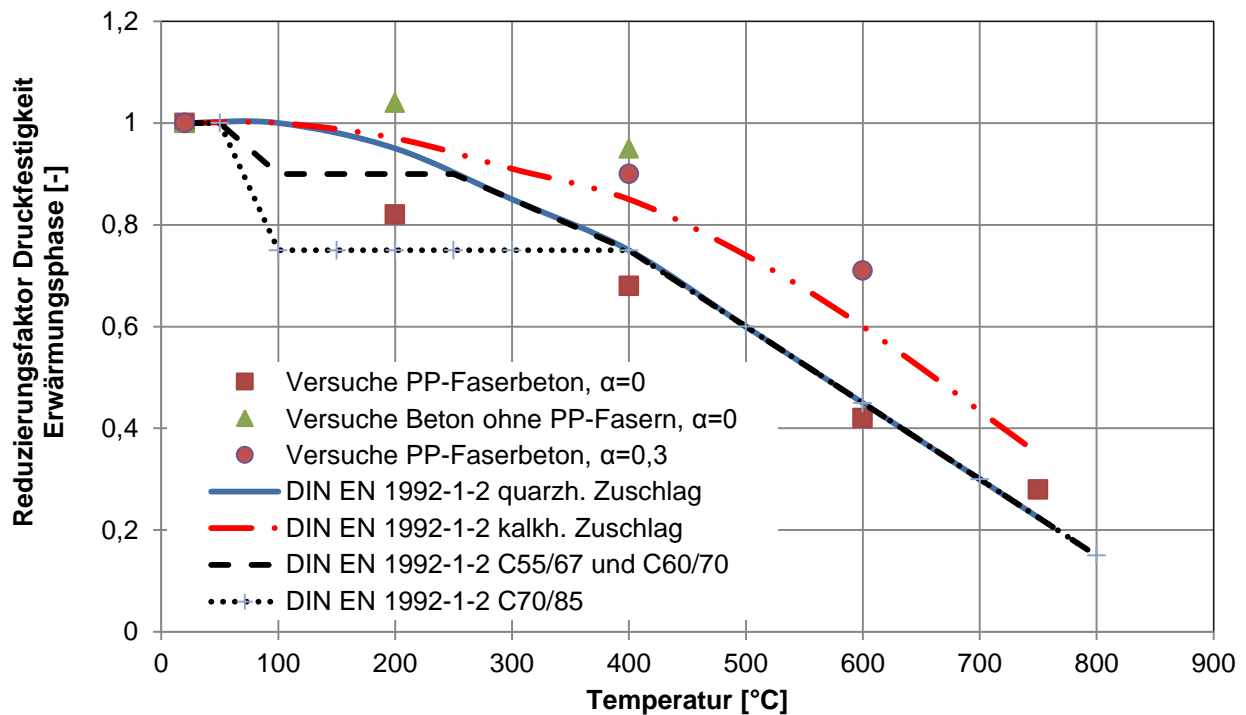


Abbildung 45: Beton-Heißdruckfestigkeit, Vergleich DIN EN 1992-1-2 mit Versuchsergebnissen

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass beim PP-Faserbeton deutlich höhere temperaturabhängige Festigkeitsreduzierungen gegenüber dem Beton ohne PP-Fasern vorliegen. Diese Tendenz wird jedoch nicht auf den Einfluss von PP-Fasern sondern auf den deutlichen Unterschied in der Kaltdruckfestigkeit zurückgeführt. Aufgrund der Kaltdruckfestigkeit des PP-Faserbetons in einer Größenordnung von 62 N/mm^2 (Zylinderdruckfestigkeit) liegt nach DIN EN 1992-1-2 [89] ein hochfester Beton mit größerer temperaturabhängiger Festigkeitsreduzierung vor (siehe auch Abbildung 45). Der Einfluss der Kaltdruckfestigkeit auf die temperaturabhängige Festigkeitsreduzierung wird auch über experimentelle Untersuchungen von Nause [39] bestätigt.

Bei den Versuchen mit einer Vorbelastung von $\alpha = 0,3 \cdot f_c$ zeigt sich eine deutlich geringere temperaturabhängige Abminderung der Druckfestigkeit gegenüber den Versuchen ohne Vorbelastung. Dies entspricht den Erwartungen und wird von Huismann [21] und Schneider, Horvath [56] insbesondere damit begründet, dass eine Druckbeanspruchung den temperaturbedingten Rissbildungen entgegenwirkt und somit eine Steifigkeitserhöhung erzielt wird.

Nachfolgend werden tabellarisch die temperaturabhängigen E-Moduli aus den Versuchen mit den Angaben der DIN EN 1992-1-2 [89] verglichen. Die E-Moduli aus den Versuchen werden vereinfacht als Sekantenmodul durch den Ursprung und der maximalen Spannung $f_{c\theta}$ ermittelt. Diese Vereinfachung wird gewählt, da auch die Versuchsrandbedingungen nicht den normativen Vorgaben entsprechen und im Rahmen dieser Auswertung im Wesentlichen die prozentuale Abminderungen des E-Moduls in Abhängigkeit der Temperatur von Interesse sind.

Tabelle 18: Temperaturabhängige Beton – E-Moduli

Temperatur [°C]	E-Modul PP-Faserbeton [MN/m ²]		E-Modul Beton ohne PP-Fasern [MN/m ²]	
	DIN-EN 1992-1-2 für C50/60	Versuche	DIN-EN 1992-1-2 für C30/37	Versuche
20	30.000 (100%)	1.1/1.2 ca. 30.000 (100%)	18.000 (100%)	1.3/1.4 ca. 20.000 (100%)
200	12.600 (42%)	1.6: ca. 20.000 (67%)	7.560 (42%)	1.8: ca.16.000 (80%)
400	5.400 (18%)	1.9: ca. 9.000 (30%)	3.240 (18%)	1.12: ca. 7.000 (35%)
600	1.200 (4%)	1.14: ca. 3.000 (10%)		

In den Versuchen sind im Vergleich zu den Angaben der DIN EN 1992-1-2 [89] die temperaturabhängigen Reduzierungen der E-Moduli geringer. Dieses Ergebnis entspricht den Erwartungen, da in den Spannungs-Dehnungslinien der DIN EN 1992-1-2 der Einfluss des Hochtemperaturkriechverhaltens berücksichtigt ist (siehe auch Kapitel 2.6.5).

Die temperaturabhängige Reduzierung der E-Moduli wird im Kapitel 4.3.3 vergleichend mit den Auswertungen der instationären Versuche und den Angaben der DIN EN 1992-1-2 [89] graphisch dargestellt.

Restdruckfestigkeiten im wiederabgekühlten Zustand

Um den Einfluss der Abkühlung auf das temperaturabhängige Festigkeitsverhalten von Beton bewerten zu können, werden nachfolgend die aus den Druckfestigkeitsversuchen an wiedererhaltenen Probekörpern ermittelten Restdruckfestigkeiten tabellarisch zusammengestellt.

Tabelle 19: Beton - Restdruckfestigkeiten im wiederabgekühlten Zustand

Temperatur [°C]	Vorbelastung α	PP-Faserbeton			Beton ohne PP-Fasern		
		Versuch-Nr.	Druckfestigkeit $f_{c\Theta}$ [N/mm ²]	$f_{c\Theta} / f_c$ $f_c=62,6$ N/mm ²	Versuch-Nr.	Druckfestigkeit $f_{c\Theta}$ [N/mm ²]	$f_{c\Theta} / f_c$ $f_c=39,1$ N/mm ²
400	0				1.17	23.3	60%
	0,3	2.6	28	45%			
	0,5	2.8	31,5	50%			
500	0,1				22,2	57%	
600	0	2.7	21,3	34%			

Die Restdruckfestigkeiten im wiederabgekühlten Zustand werden in Abbildung 46 mit den Restdruckfestigkeiten der DIN EN 1992-1-2 [89] und der DIN EN 1994-1-2 [92] verglichen. Die DIN EN 1994-1-2 enthält ergänzend zur DIN EN 1992-1-2 Werte für die Restdruckfestigkeiten des abgekühlten Betons (siehe Kapitel 2.6.6).

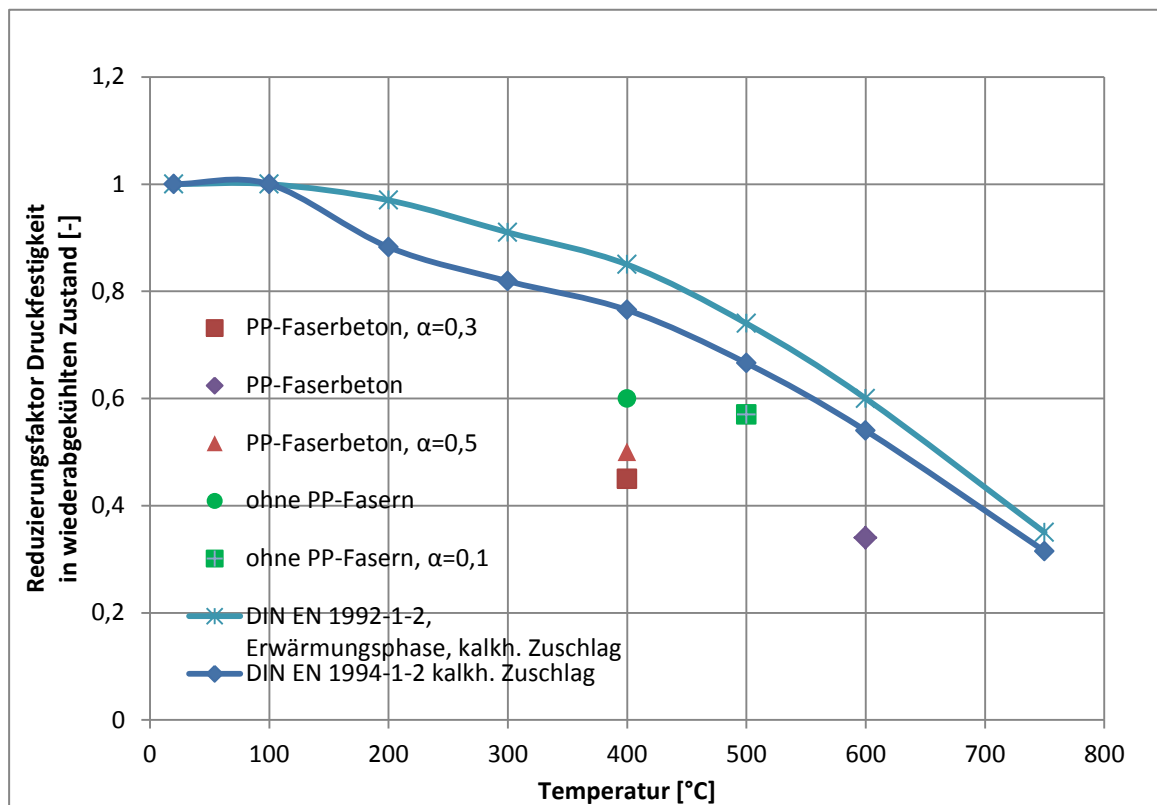


Abbildung 46: Beton-Restdruckfestigkeit, Vergleich DIN EN 1992-1-2/ DIN EN 1994-1-2 mit Versuchsergebnissen

Im Vergleich mit Abbildung 45 zeigen sich im abgekühlten Zustand zusätzliche Druckfestigkeitsreduzierungen gegenüber der Erwärmungsphase. Die Festigkeitsreduzierungen aus den Versuchen sind sowohl für den Beton ohne PP-Fasern als auch für den PP-Faserbeton höher als die Angaben in der DIN EN 1992-1-2 [89] für die Erwärmungsphase und auch der DIN EN 1994-1-2 [92] für den wiederabgekühlten Zustand. Bei den Probekörpern die in der Erwärmungsphase belastet waren, liegen etwas niedrigere Druckfestigkeitsreduzierungen vor. Damit werden die Versuchsergebnisse von Frangi et al. [13] bestätigt (siehe Kapitel 2.6.6).

4.3.3 Instationäre Versuche

Die nachfolgende Ergebnisvorstellung erfolgt differenziert für die thermischen Dehnungen und die temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungslinien. Weiter werden das Hochtemperaturkriechverhalten und das Verformungsverhalten in der Abkühlphase vorgestellt.

Thermische Dehnungen

Die aus den instationären Versuchen ohne Belastung ermittelten thermischen Dehnungen, auch freie thermische Dehnungen genannt, sind in der nachfolgenden Abbildung dargestellt. Vergleichend enthält die Abbildung die thermischen Dehnungen entsprechend den Vorgaben der DIN EN 1992-1-2 [89] für quarzitisches und kalzitischen Zuschlag. Bei dem Vergleich ist zu beachten,

dass die Zuschläge des Probekörperbetons im Grobfraktionsbereich von 2 mm bis 16 mm aus Kalksteinsplitt bestehen.

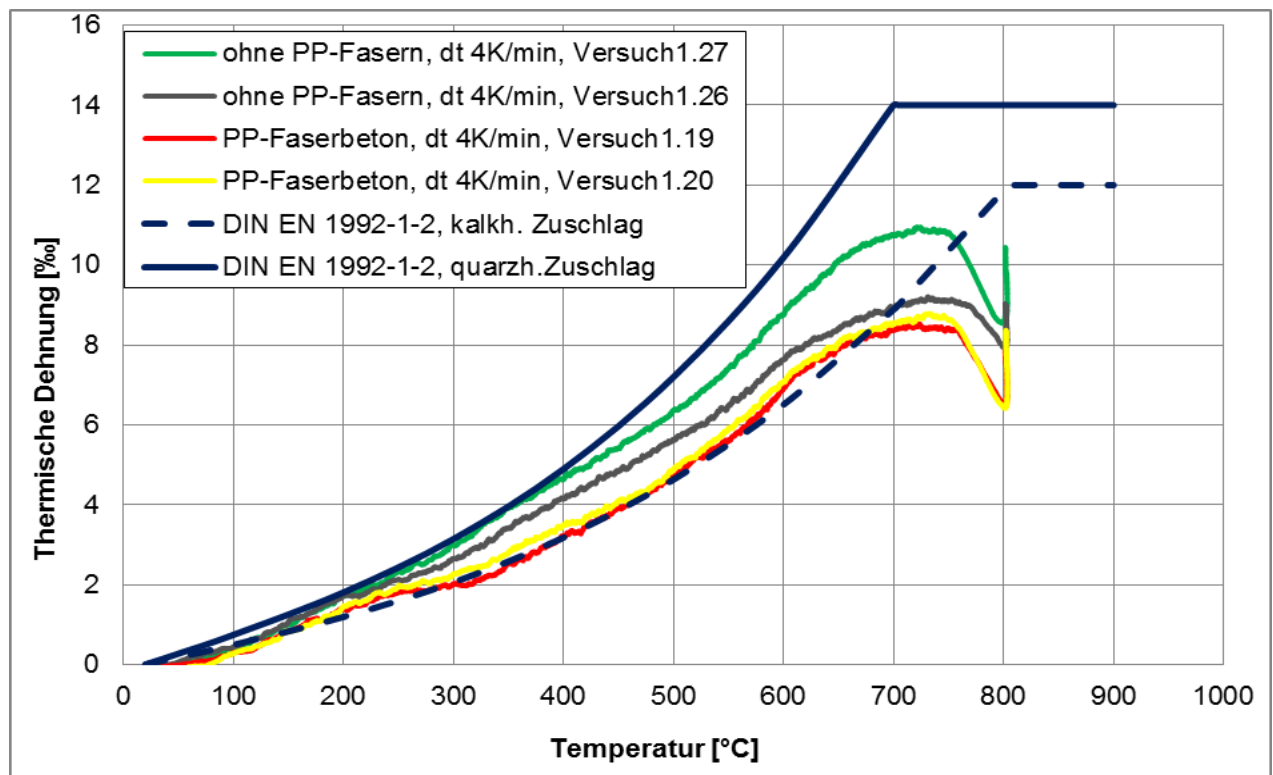


Abbildung 47: Thermische Dehnungen aus instationären Versuchen im Vergleich zu den Vorgaben aus DIN EN 1992-1-2 [89]

Die Versuchsergebnisse zeigen den Einfluss der PP-Fasern auf den Verlauf der thermischen Dehnungen. Im Vergleich zu den Versuchsergebnissen mit Beton ohne PP-Fasern sowie den Werten der DIN EN 1992-1-2 [89] sind beim PP-Faserbeton im Temperaturbereich zwischen 200 °C und 300 °C nur geringe Zuwächse der thermischen Dehnung zu verzeichnen. Weiter sind die maximalen thermischen Dehnungen beim PP-Faserbeton geringer. Damit werden die Versuchsergebnisse von Huisman [21] bestätigt (siehe Kapitel 2.6.7). Die Begründung der geringen Dehnungszuwächse im Temperaturbereich zwischen 200 °C und 300 °C wird in dem Zersetzen der PP-Fasern und dem damit einhergehenden, den thermischen Dehnungen entgegenwirkenden, erhöhten Schwindverhalten gesehen [21]. Die Verringerung der maximalen thermischen Dehnungen ist ergänzend durch die feinere Rissverteilung bei PP-Faserbeton und damit geringeren Eigenspannungen begründet [21].

Bei den Versuchen 1.26 und 1.27 ist eine Differenz bei den Ergebnissen festzustellen. Insgesamt sind ergänzende Untersuchungen zur statistischen Absicherung der Ergebnisse erforderlich.

Den Einfluss des Belastungsgrades auf die thermischen Dehnungen zeigt der Vergleich der Ergebnisse der Versuche 1.19, 1.21, 1.22, 1.23, 1.24 und 2.2 mit PP-Faserbeton gemäß Abbildung 48.

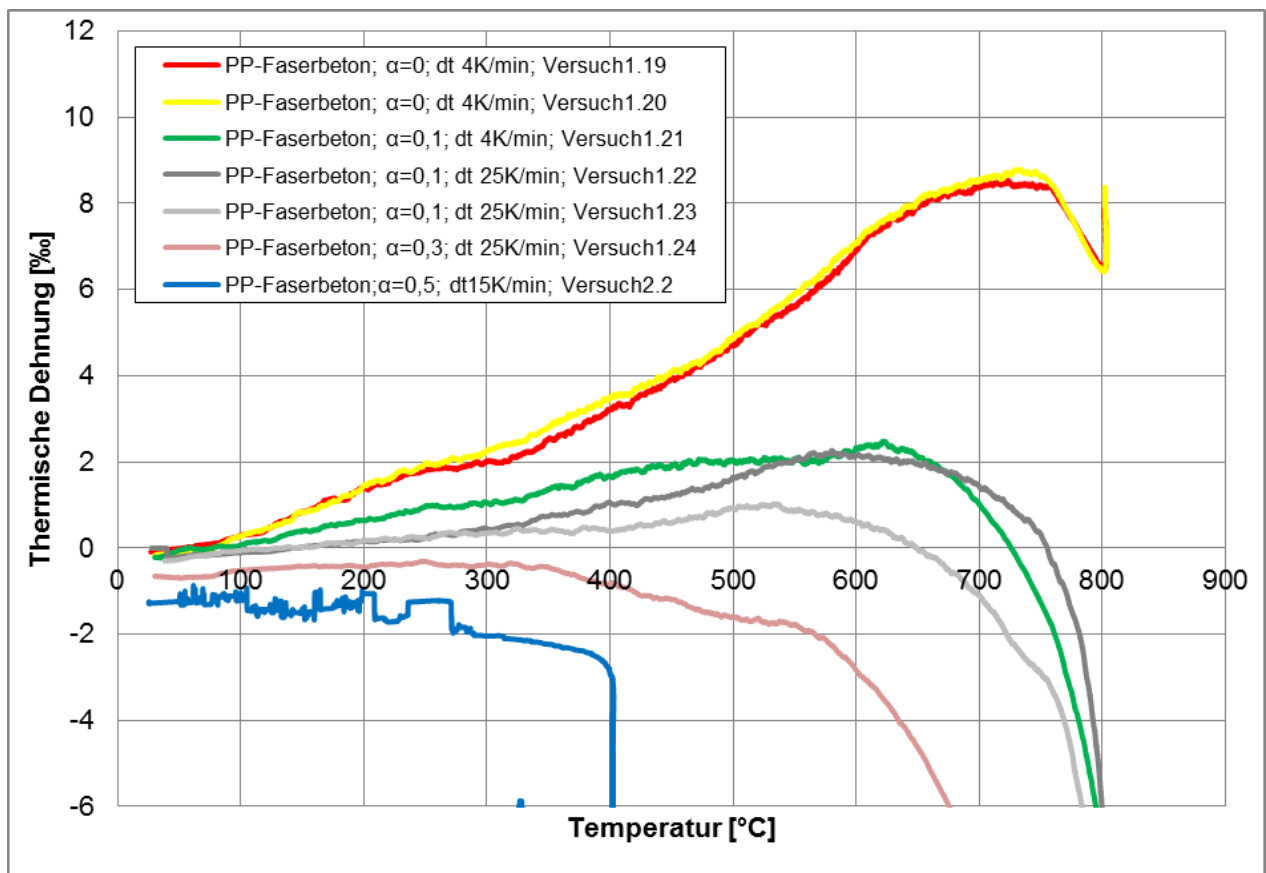


Abbildung 48: Gesamtdehnungen aus instationären Versuchen mit und ohne Vorbelastung

Die Ergebnisse entsprechen tendenziell den Versuchsergebnissen aus Schneider, Horvath [56] (siehe auch Abbildung 13). Die thermischen Dehnungen sowie die Temperaturen, bei denen ein Versagen der Betonprobekörper auftritt, werden mit zunehmendem Belastungsgrad geringer.

Der Einfluss der Erwärmungsgeschwindigkeit auf die thermischen Dehnungen zeigt sich in der Form, dass bei hoher Erwärmungsgeschwindigkeit die thermischen Dehnungen insbesondere bis zu einer Temperatur von 500 °C geringer sind. Dies ist mit der zeitverzögerten homogenen Erwärmung des Probekörpers zu begründen. Bei dem Vergleich der thermischen Dehnungen ist zu beachten, dass die Bereinigung der Versuche 1.22 bis 1.24 mit dem Kalibrierversuch KK_T800_dt25 ohne Vorbelastung durchgeführt wurde, da Kalibrierversuche mit einer Erwärmungsgeschwindigkeit von 25 K/min und Vorbelastungen nicht vorliegen (siehe Kap. 4.3.1). Der Einfluss der Vorbelastung auf die bereinigten Verformungsergebnisse wird aber als relativ gering eingeschätzt.

Die thermischen Dehnungen des Versuches 2.2 basieren auf den gemessenen Verformungen am Probekörper, d. h. mit dem WA 20 Wegaufnehmer (siehe Kap. 4.2.5). Die Verformungen werden direkt am Probekörper gemessen und eine Bereinigung über Kalibrierversuche ist nicht erforderlich. Die Ausschläge bei den Messergebnissen sind auf Störungen bei der Aufzeichnung zurückzuführen.

Temperaturabhängige Spannungs-Dehnungslinien

Die Gesamtdehnung des Betons bei einer instationären Temperaturbeanspruchung setzen sich aus folgenden Anteilen zusammen [21], [56]:

$$\epsilon_{\text{ges}} = \epsilon_{c,\theta} + \epsilon_{\text{el}} + \epsilon_{\text{pl}} + \epsilon_{\text{tr},k} \quad (4.8)$$

mit

ϵ_{el} : Elastische Dehnung infolge der Belastung

ϵ_{pl} : Plastische Dehnung infolge der Belastung

$\epsilon_{c,\theta}$: Freie thermische Dehnungen

$\epsilon_{\text{tr},k}$: Instationäre Kriechdehnungen

Die Gesamtdehnung ϵ_{ges} wird aus den instationären Versuchen bestimmt. Als spannungserzeugende bzw. mechanische Dehnungen ϵ_m ist die Differenz zwischen der Gesamtverformung und der unbehinderten thermischen Dehnung zu sehen (siehe auch Abbildung 32).

$$\epsilon_m = \epsilon_{\text{ges}} - \epsilon_{c,\theta} \quad (4.9)$$

Wird der instationäre Versuch ohne Belastung durchgeführt, entspricht die Gesamtdehnung ϵ_{ges} der unbehinderten Dehnung $\epsilon_{c,\theta}$.

Eine graphische Auswertung der Verformungsanteile für die mechanische Dehnung, basierend auf experimentellen Untersuchungen an hochfesten Betonen kann der nachfolgenden Abbildung entnommen werden.

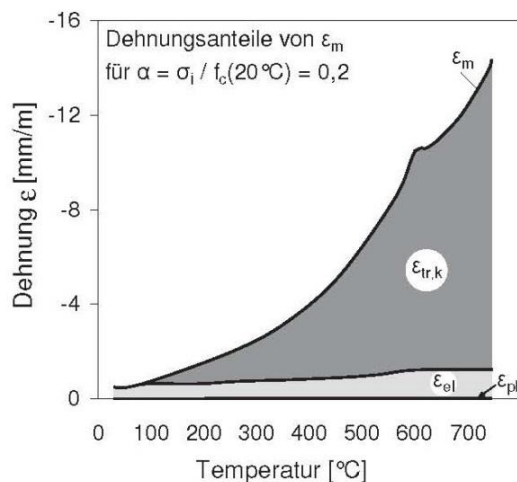


Abbildung 49: Aufgliederung der mechanischen Dehnung in die einzelnen Anteile bei hochfestem Beton mit PP-Fasern für einen Belastungsgrad $\alpha = 0,2$ [21]

Die instationäre Kriechdehnung $\epsilon_{\text{tr},k}$ stellt den größten Anteil der Verformungen dar. Dieser Anteil resultiert aus der temperaturabhängigen Gefügeumwandlung und Volumenveränderung des Betons.

Aus Ergebnissen von instationären Versuchen können temperaturabhängige Spannungs-Dehnungslinien und E-Moduli ermittelt werden. Hierzu sind die mechanischen Dehnungen ϵ_m für verschiedene Belastungsgrade α bei gleicher Temperatur zu bestimmen. Trägt man für die jeweilige Temperatur die verschiedenen Wertepaare von Spannung und mechanischer Dehnung in ein Diagramm ein, erhält man die temperaturspezifische Spannungs-Dehnungslinie. Die Methode ist in der Abbildung 50 schematisch dargestellt.

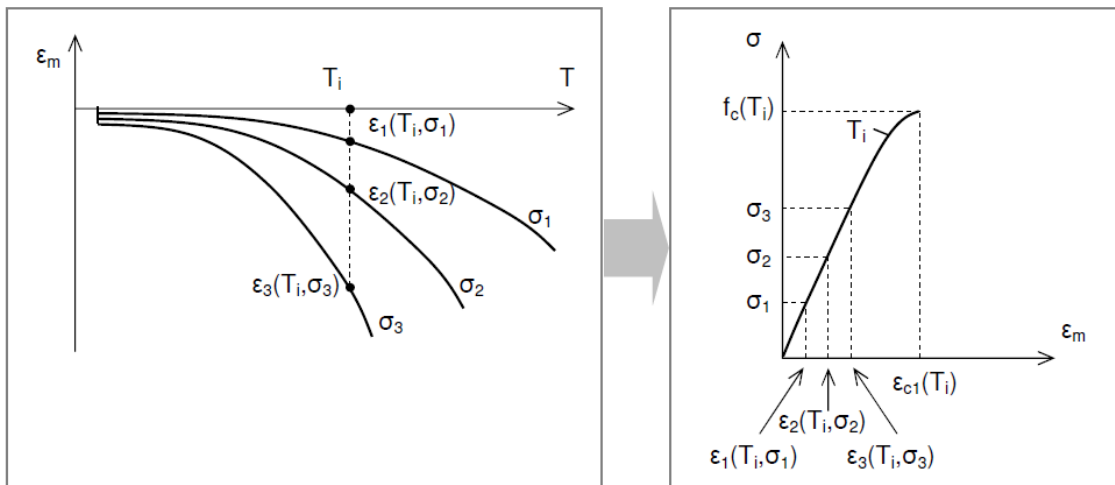


Abbildung 50: Entwicklung von Spannungs-Dehnungslinien aus instationären Temperaturversuchen [21]

Auf Basis der vorliegenden Versuchsergebnisse erfolgt nachfolgend die Ermittlung der temperaturabhängigen E-Moduli für PP-Faserbeton. Für die Berechnung der mechanischen Dehnungen ϵ_m nach Gleichung 3.8 werden die Dehnung ϵ_{ges} aus den Versuchen 1.21 mit einer Belastung von $\alpha = 0,1 \cdot f_{ck}$ ($= 6,2 \text{ N/mm}^2$) sowie aus dem Versuch 2.2 mit einer Belastung von $\alpha = 0,5 \cdot f_{ck}$ ($= 31 \text{ N/mm}^2$) gemäß Abbildung 48 herangezogen. Die unbehinderte thermische Dehnung $\epsilon_{c,\theta}$ wird als Mittelwert aus den Versuchen 1.19 und 1.20 entnommen. Die Versuche 1.22 bis 1.24 wurden für die Auswertung nicht herangezogen, da der Unterschied der Erwärmungsgeschwindigkeiten und die fehlenden Kalibrierversuche (ohne Vorbelastung) einen möglichen Einfluss auf die Auswertung darstellen.

Die Auswertungsergebnisse sind nachfolgend differenziert für Temperaturen von 200 °C, 400 °C und 600 °C tabellarisch zusammengestellt. Der Beton E-Modul wird als Quotient von Spannung und zugehöriger mechanischer Dehnung bestimmt. In der Abbildung 51 erfolgt ein Vergleich der temperaturabhängigen Reduzierung des E-Moduls aus den stationären Versuchen (Tabelle 18) und den instationären Versuchen sowie den Angaben der DIN EN 1992-1-2 [89].

Tabelle 20: Ermittlung temperaturabhängige E-Moduli für PP-Faserbeton aus instationären Versuchen

Temperatur [°C]	Spannung [N/mm ²]	Dehnung ϵ_m [‰] $\epsilon_m = \epsilon_{ges} - \epsilon_{c,\theta}$	E-Modul [N/mm ²]
20			30.000 (100 %) DIN EN 1992-1-2
200	6,2 ($\alpha = 0,1$)	0,63 - 1,28 = -0,65	9.538 (32%)
	31 ($\alpha = 0,5$)	-1,3 - 1,28 = -2,58	12.015 (40%)
400	6,2 ($\alpha = 0,1$)	1,67 - 3,4 = -1,73	3.538 (12%)
	31 ($\alpha = 0,5$)	-2,7 - 3,4 = -6,1	5.082 (17%)
600	6,2 ($\alpha = 0,1$)	2,2 - 6,9 = -4,7	1.322 (4%)

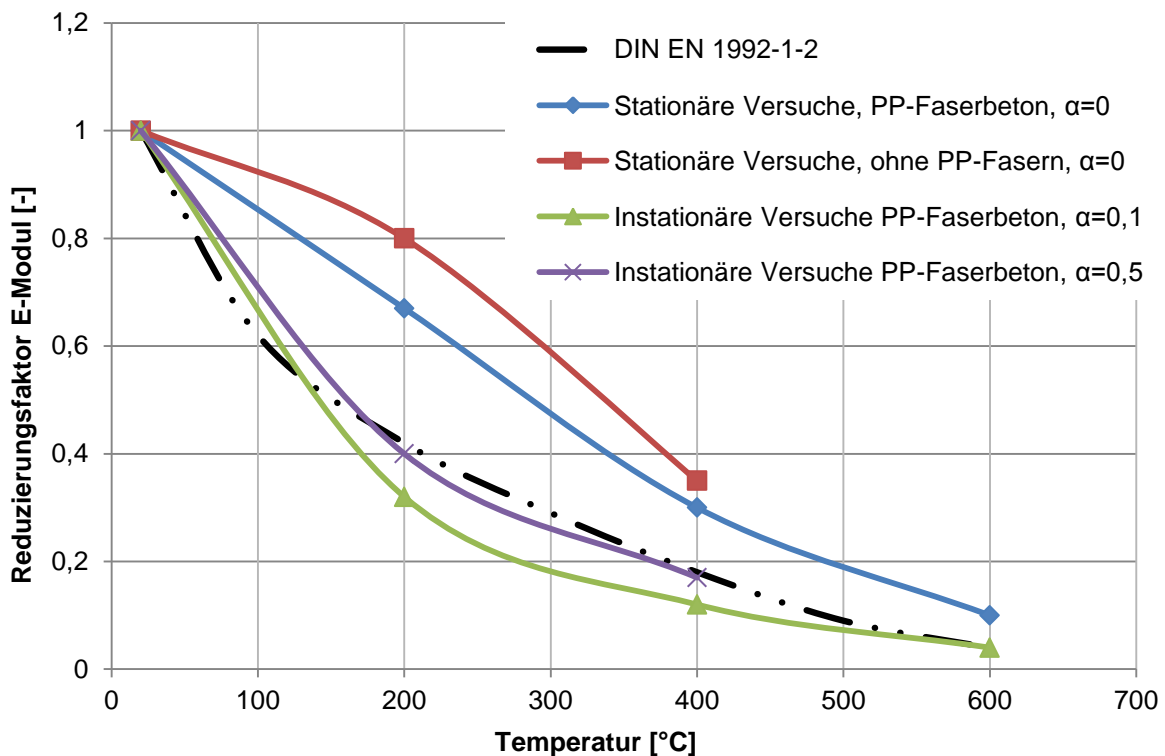


Abbildung 51: Reduzierung Beton E-Modul in der Erwärmungsphase, Vergleich DIN EN 1992-1-2 [89] mit Versuchsergebnissen

Der Vergleich zeigt den Einfluss der Versuchsart auf die thermische Reduzierung des E-Moduls. Aus dem instationären Versuch resultieren größere Reduzierungen des E-Moduls als aus den stationären Versuchen, was auf das erhöhte Kriechverhalten beim instationären Versuch zurückgeführt wird. Ein höherer Belastungsgrad beim instationären Versuch führt zu geringeren Reduzierungen. Dies ist analog zu der Bewertung der Restdruckfestigkeiten auf die verminderte Rissbildung durch die Druckbeanspruchung zurückzuführen [21], [56]. Die temperaturabhängige Reduzierung des E-Moduls als Ergebnis der instationären Versuche mit einer Belastung von $0,1 \cdot f_{ck}$ liegt im Bereich von 100 °C bis 500 °C unterhalb der Werte der DIN EN 1992-1-2 [89], womit die Ergebnisse von Huismann [21] gemäß Abbildung 24 bestätigt werden.

Die Differenz zwischen PP-Faserbeton und Beton ohne PP-Fasern wird analog der Beurteilung der Restdruckfestigkeiten nicht auf den Einfluss der PP-Faser sondern auf die höhere Festigkeitsklasse des PP-Faserbetons mit höherer thermischer Reduzierung der Druckfestigkeit zurückgeführt.

Hochtemperaturkriechen und Verformungsverhalten in der Abkühlphase

Mit den Versuchen 1.28 und 2.2 wurden die thermischen Dehnungen über den Verlauf einer geschlossenen Brandkurve mit einer Erwärmungsphase, einer anschließenden Vollbrandphase mit konstanter Temperatur und eine abschließenden Abkühlphase ermittelt. Aus diesen Versuchen kann das Hochtemperaturkriechverhalten während der Vollbrandphase und das thermomechanische Verhalten in der Abkühlphase mit möglichen irreversiblen Verformungen des Betonkörpers untersucht werden.

Die beiden Versuche unterscheiden sich insbesondere dadurch, dass beim Versuch 1.28 keine Vorbelastung und beim Versuch 2.2 eine Vorbelastung von $\alpha = 0,5 \cdot f_{ck}$ berücksichtigt wurde.

Die Abbildung 52 zeigt den Verlauf der Temperatur, der Kraft und der unbereinigten Verformung des Wegaufnehmers Weg300 über die Zeit für den Versuch 1.28.

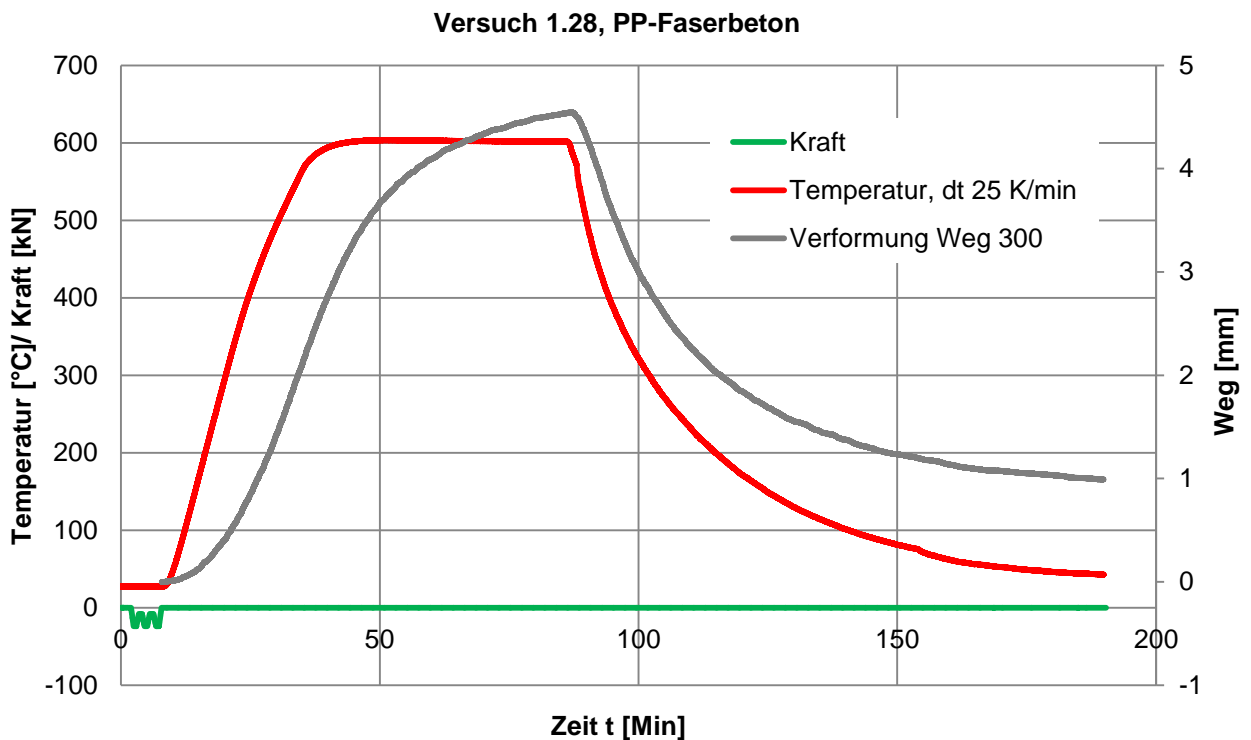


Abbildung 52: Verlauf der Kraft- und Temperatureinwirkung und der Wegmessung bei Versuch 1.28

Es zeigt sich, dass in der Vollbrandphase mit Erreichen der Zieltemperatur ein weiterer Anstieg der Verformungen zu verzeichnen ist. Dies wird insbesondere auf die hohe Erwärmungsgeschwindigkeit und die zeitverzögerte homogene Erwärmung des Probekörpers zurückgeführt. In der Masterarbeit Motz [30] sind Temperaturmessungen im Inneren des Probekörpers während eines instationären Versuches durchgeführt worden. Bei der Zieltemperatur von 800 °C beträgt die Zeitverzögerung bis zur homogenen Erwärmung des Probekörpers ca. 40 min [30].

In der Abbildung 53 sind die unbereinigten Verformungen aus dem Versuch 1.28 in Abhängigkeit der Temperatur bis zur Abkühlphase dargestellt. Es zeigen sich irreversible Verformungen (Ausdehnungen) im wiederabgekühlten Zustand. Die Versuchsergebnisse aus Schneider et al. [57] werden damit bestätigt (siehe Abbildung 21).

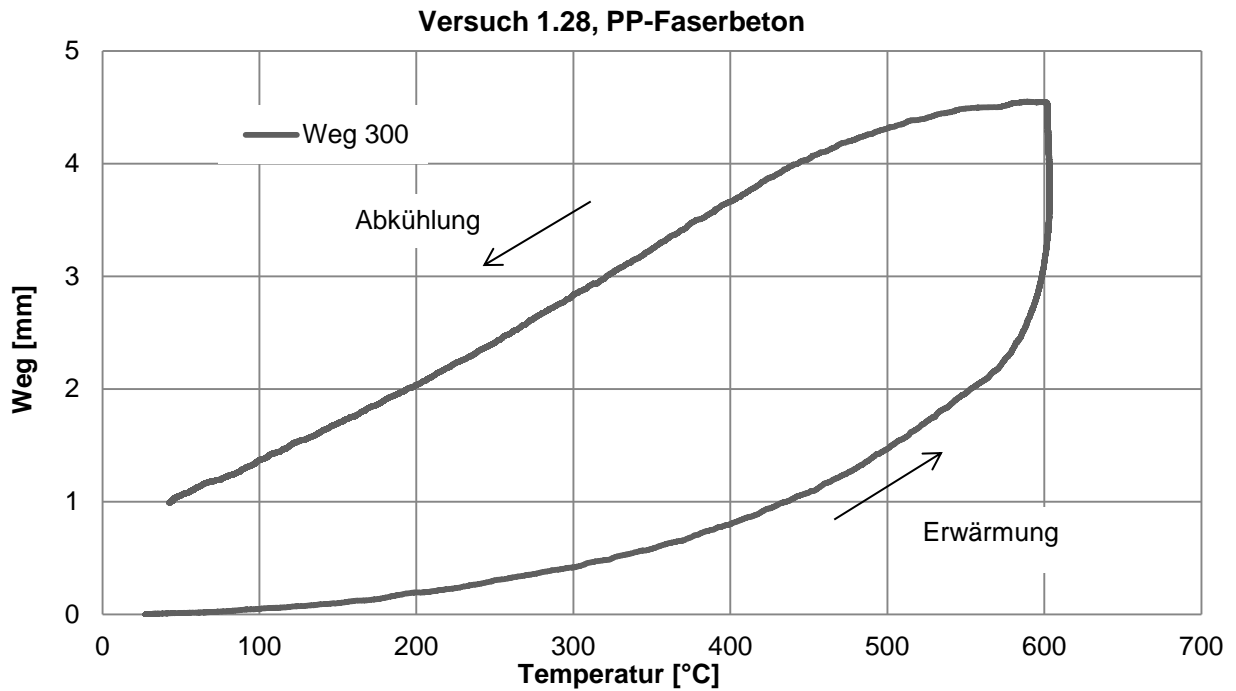


Abbildung 53: Thermische Dehnungen aus instationärem Versuch 1.28

Die Abbildung 54 zeigt den Verlauf der Temperatur, der Kraft und der Verformung über die Zeit für den Versuch 2.2. Die Verformungen basieren auf den Verformungsmessungen unmittelbar an der Probe mit dem WA20 Wegaufnehmer (siehe Kap. 4.2.5). Die Verformungen werden direkt am Probekörper gemessen und eine Bereinigung über Kalibrierversuche ist nicht erforderlich. Die Ausschläge bei den Messergebnissen sind auf Störungen bei der Aufzeichnung zurückzuführen.

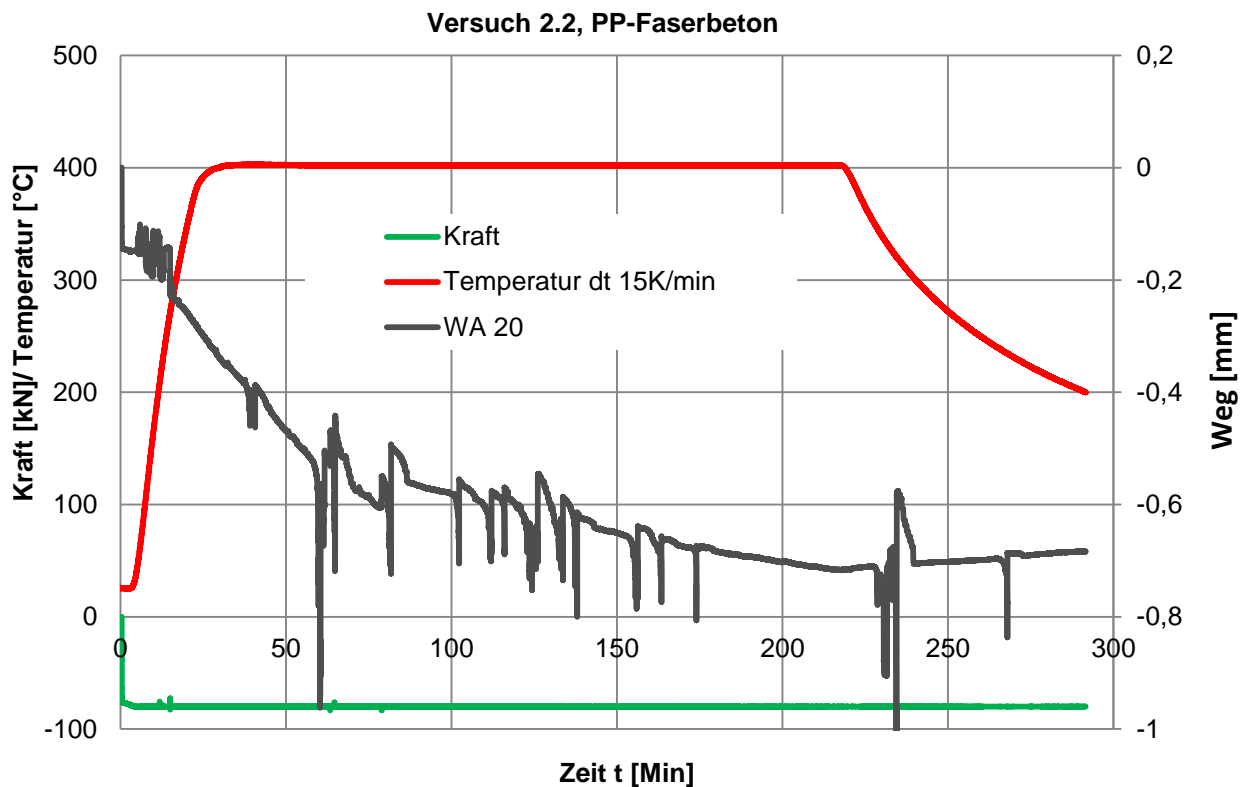


Abbildung 54: Verlauf der Kraft- und Temperatureinwirkung und der Wegmessung bei Versuch 2.2

Es zeigen sich auch nach Erreichen der Zieltemperatur weitere zunehmende Stauchungen. Auch hier hat die zeitlich nachlaufende homogene Erwärmung des Probekörpers einen Einfluss. Die zeitabhängigen Anteile aus dem Hochtemperaturkriechen sind jedoch ersichtlich und bestätigen die Ergebnisse aus Heft 377 [73] (siehe Abbildung 16). Die Wegaufzeichnung bei der Wiederabkühlung wurde bei einer Temperatur von 200 °C beendet. Es ist ersichtlich, dass sich irreversible Verformungen (Stauchungen) einstellen, was aus der Darstellung der Verformungen in Abhängigkeit der Temperatur in Abbildung 55 deutlich wird. Die Versuchsergebnisse aus Schneider et al. [57] werden damit bestätigt (siehe Abbildung 21).

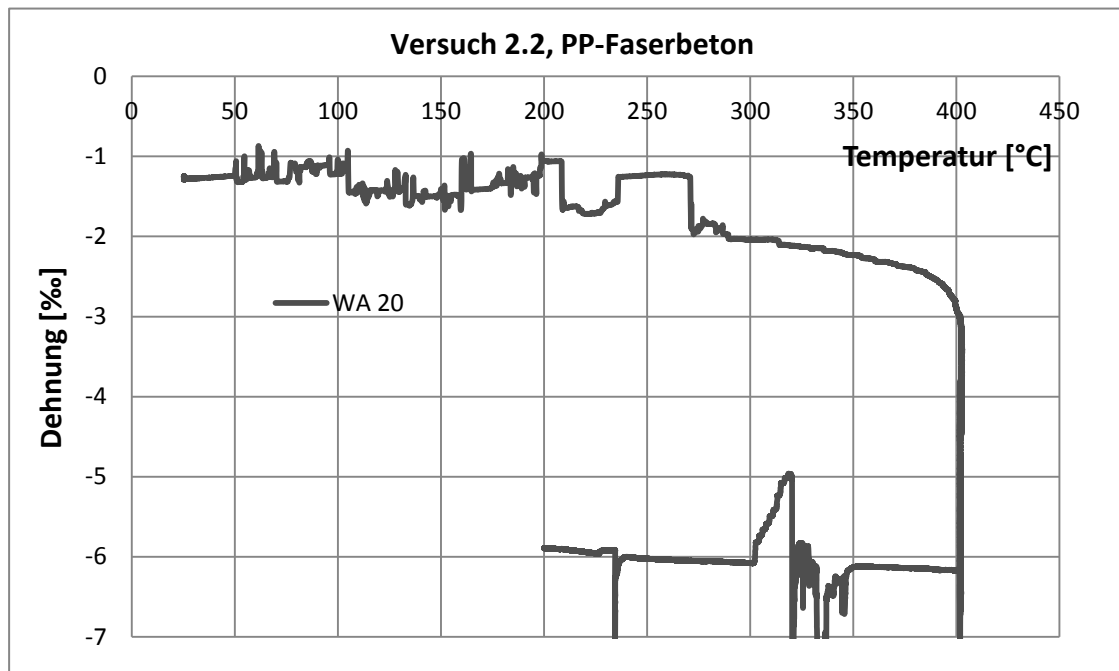


Abbildung 55: Thermische Dehnungen aus instationärem Versuch 2.2

4.4 Zusammenfassung und Bewertung

Im Rahmen dieser Arbeit wurden experimentelle Untersuchungen in Form von stationären und instationären Versuchen an Probekörpern aus PP-Faserbeton sowie Beton ohne PP-Fasern durchgeführt. Die Probekörper wurden auf der Baustelle Bühlertunnel mit den dort verwendeten Betonrezepturen mit einer Soll-Betongüte von C30/37 hergestellt. Die Versuche zur Bestimmung der Druckfestigkeit bei Raumtemperatur ergaben Zylinderdruckfestigkeiten von ca. 62 N/mm² beim PP-Faserbeton und ca. 39 N/mm² beim Beton ohne PP-Fasern. Die mittlere Druckfestigkeit beim PP-Faserbeton ist damit deutlich höher als die Soll-Betongüte, was beim Vergleich der Versuchsergebnisse zu berücksichtigen ist.

Im Fokus der Untersuchungen standen die Einflüsse der PP-Fasern, des Belastungsgrades und der Erwärmungsgeschwindigkeit auf das thermomechanische Verhalten von Beton. Weiter wurden das Hochtemperaturkriechverhalten und das Festigkeits- und Verformungsverhalten von Beton in der Abkühlphase untersucht. Die Ergebnisse werden nachfolgend zusammengefasst:

- Einfluss PP-Fasern: Die stationären Versuche haben zum Ergebnis, dass die temperaturabhängige Reduzierung der Druckfestigkeit beim PP-Faserbeton deutlich höher gegenüber dem Beton ohne PP-Fasern ist. Die höhere Reduzierung wird jedoch nicht auf den Einfluss der PP-Fasern, sondern auf die höhere Kaltdruckfestigkeit des PP-Faserbetons zurückgeführt. Für Betongüten größer als C60/70 sind in der DIN EN 1992-1-2 [89]

gesonderte und höhere temperaturabhängige Reduzierungswerte für die Druckfestigkeit ausgewiesen. Die Festigkeitsreduzierung des PP-Faserbetons gemäß den Ergebnissen der durchgeführten stationären Versuche ist gegenüber den Werten der DIN EN 1992-1-2 [89] für die Betongüte C60/70 noch größer (siehe Abbildung 45).

Die instationären Versuche haben zum Ergebnis, dass die maximalen thermischen Dehnungen von PP-Faserbeton gegenüber Beton ohne PP-Fasern geringer sind und im Temperaturbereich zwischen 200 °C und 300 °C nur ein geringer Zuwachs der thermischen Dehnung zu verzeichnen ist (siehe Abbildung 47). Dies wird auf das erhöhte Schwindverhalten und die feinere Rissverteilung des PP-Faserbetons zurückgeführt [21].

- Einfluss Belastungsgrad: Die stationären Versuche haben zum Ergebnis, dass eine Vorbelastung eine deutlich geringere temperaturabhängige Festigkeitsreduzierung zur Folge hat (siehe Abbildung 45). Dies wird damit begründet, dass die Druckbeanspruchung der temperaturbedingten Rissbildung entgegenwirkt und damit eine Steifigkeitserhöhung erzielt wird [21], [56].

Über die instationären Versuche wurde die temperaturabhängige Reduzierung des Beton E-Moduls in Abhängigkeit des Belastungsgrades ermittelt (siehe Abbildung 51). Gegenüber den Angaben der DIN EN 1992-1-2 [89] ergaben sich für den Temperaturbereich von ca. 150 °C bis 500 °C bei einem Belastungsgrad von $\alpha = 0,1$ höhere temperaturabhängige Reduzierungen des Beton E-Moduls. Mit zunehmendem Belastungsgrad fällt die temperaturabhängige Reduzierung des Beton E-Moduls geringer aus. Bei einem Belastungsgrad von $\alpha = 0,5$ entspricht die temperaturabhängige Reduzierung des Beton E-Moduls in etwa der DIN EN 1992-1-2 [89].

- Einfluss Erwärmungsgeschwindigkeit: Bei den stationären und instationären Versuchen wurden die Erwärmungsgeschwindigkeiten mit 4 K/min und 25 K/min variiert. Die Erwärmungsgeschwindigkeit von 4 K/min entspricht den RILEM-Empfehlungen [47], [49] zur Erzielung einer homogenen Durchwärmung bei einem Probekörperdurchmesser von ca. 60 mm. Bei den stationären Versuchen konnte kein wesentlicher Unterschied in den Ergebnissen festgestellt werden (siehe Abbildung 43 und Abbildung 44). Ein möglicher Einfluss der Erwärmungsgeschwindigkeit ist durch die im Anschluss an die Erwärmung folgende Haltezeit mit konstanter Temperatur bis zur gleichmäßigen Durchwärmung des Probekörpers relativiert (Phase 3 in Abbildung 32 links).

Bei den instationären Versuchen zeigt sich der Einfluss der Erwärmungsgeschwindigkeit in der Form, dass bei einer Erwärmung von 25 K/min die Verformungen bis zu einer Temperatur von ca. 500 °C aufgrund der zeitverzögerten homogenen Durchwärmung geringer sind als bei einer Erwärmung von 4 K/min (siehe Abbildung 48).

Insgesamt wird der Einfluss der Erwärmungsgeschwindigkeit auf Grundlage der durchgeführten Versuche als gering bewertet.

- Einfluss Abkühlphase: Die an wiedererkalteten Beton-Probekörpern durchgeführten Druckfestigkeitsversuche haben zum Ergebnis, dass zusätzliche Reduzierungen der Druckfestigkeiten gegenüber der Erwärmungsphase auftreten (siehe Abbildung 46).
- Ein Grund kann die Wasseraufnahme des Calciumoxids mit einhergehenden Dehnung und Rissverstärkung sein [13].

Die Ergebnisse der instationären Versuche haben gezeigt, dass nach der Abkühlphase irreversible Verformungen verbleiben (siehe Abbildung 53 und Abbildung 55). Es liegen somit in der Abkühlphase gegenüber der Erwärmungsphase geänderte Materialeigenschaften vor.

- Einfluss Hochtemperaturkriechen: Aus den durchgeführten instationären Versuchen unter Belastung wird der Einfluss aus Hochtemperaturkriechen deutlich. Der instationäre Versuch 2.2 mit Belastung zeigt eine Zunahme der Stauchungen auch nach Erreichen der

Zieltemperatur und der homogenen Durchwärmung des Probekörpers (siehe Abbildung 54). Die temperaturabhängigen E-Moduli, die aus den instationären Versuchen ermittelt wurden, sind daher gegenüber den stationären Versuchen deutlich geringer (siehe Abbildung 51). Die Ergebnisse der instationären Versuche werden als praxisnah und daher relevant gesehen, da hier die Erwärmung bei einer vorhandenen Belastung im Betonquerschnitt erfolgt.

Es zeigt sich, dass in Abhängigkeit der Randbedingungen bzw. der Einflussparameter abweichende thermomechanische Eigenschaften des Betons gegenüber der DIN EN 1992-1-2 [89] auftreten, mit möglichen Auswirkungen auf das rechnerische Tragverhalten von Tunnelbauwerken im Brandfall. Die maßgebenden Einflussparameter sind der Belastungsgrad, die Betongüte und die Zusammensetzung der Betonrezeptur. Eine eindeutige Quantifizierung dieser Einflussparameter ist nicht möglich, was nachfolgend begründet wird.

- Der Belastungsgrad im Querschnitt der Innenschale kann aufgrund der nicht eindeutig zu definierenden Belastung aus Erd- und Wasserdruck (siehe Kapitel 5.1.1) nicht exakt bestimmt werden. Weiter liegen durch die Biegebeanspruchung lagenweise über die Querschnittstiefe unterschiedliche Belastungsgrade vor.
- Die Betongüten für Tunnelinnenschalen liegen in Abhängigkeit der projektspezifischen Randbedingungen in einer Bandbreite von C20/25 bis C50/60, wobei die Praxis zeigt, dass durch signifikante Überfestigkeiten Abweichungen der Ist-Betongüte zur Soll-Betongüte auftreten.
- Bei der Betonzusammensetzung ist eine Einstufung, ob es sich um einen Beton mit quarz- oder kalkhaltigen Zuschlag handelt, nicht eindeutig möglich. Bei der feinen Gesteinskörnung des Zuschlags kann üblicherweise immer von der Verwendung eines quarzitisches Sandes ausgegangen werden. Bei der groben Gesteinskörnung wird nach regionaler Verfügbarkeit entweder kalzitischer Splitt oder quarzitischer Kies verwendet, wobei auch Mischungen beider Zuschlagsarten vorgenommen werden. Zudem sind Gesteinszuschläge keine Baustoffe mit eindeutigen Qualitätsanforderungen an die thermomechanischen Eigenschaften und es können je nach regionaler Herkunft deutliche Unterschiede bei diesen Eigenschaften auftreten. Weiter sind aus der Geometrie und dem Fasergehalt der PP-Fasern Einflüsse auf die thermomechanischen Eigenschaften zu erwarten z. B. auf die thermischen Dehnungen und Wärmeleitfähigkeit, wie die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen dieser Arbeit zeigen.

Da keine klare Quantifizierung der Einflussparameter möglich ist, kann auch kein eindeutiges Materialmodell für einen PP-Faserbeton im Tunnelbau definiert werden. Es werden daher die Bandbreiten der thermomechanischen Materialeigenschaften analysiert und entsprechende obere und untere Grenzwerte bzw. Grenzwertverläufe gewählt. Bei den Materialeigenschaften wird nach den Kriterien Druckfestigkeit und E-Modul, thermische Dehnung sowie Wärmeleitfähigkeit unterschieden.

Bandbreite der temperaturabhängigen Reduzierung der Druckfestigkeit und des E-Moduls

Die temperaturabhängige Reduzierung der Betondruckfestigkeit und des E-Moduls haben bei der mechanischen Analyse einen Einfluss auf die Höhe der Zwangsschnittgrößen. Nachfolgend werden die gewählten Grenzwertverläufe der Bandbreite erläutert. Vom Grundsatz definieren sich diese als Umhüllungsgrenzen der vorhandenen Datenmenge aus normativen Angaben und Versuchsergebnissen. Da die temperaturabhängigen Reduzierungen der Druckfestigkeit und des E-Moduls nicht kongruent verlaufen, werden differenzierte Faktoren vorgesehen.

- Geringe temperaturabhängige Reduzierung: Für die Druckfestigkeit werden die Reduzierungsfaktoren nach DIN EN 1992-1-2 für Beton mit kalzitisches Zuschlag gewählt (siehe Ab-

bildung 45). Für den E-Modul werden die Reduzierungsfaktoren aus den stationären Versuchen mit PP-Faserbeton und einer Vorbelastung $\alpha = 0$ gewählt (siehe Abbildung 51).

- Hohe temperaturabhängige Reduzierung: Für die Druckfestigkeit werden bis zu einer Temperatur von 250 °C die Reduzierungsfaktoren für Beton C70/85 nach DIN EN 1992-1-2 (siehe Abbildung 45) und im Bereich oberhalb von 250 °C aus den Versuchen zur Beton-Restdruckfestigkeit im wiederabgekühlten Zustand gewählt (siehe Abbildung 46). Für den E-Modul wurde der Reduzierungsfaktor aus den instationären Versuchen mit PP-Faserbeton und einer Vorbelastung $\alpha = 0,1$ gewählt (siehe Abbildung 51).

Die gewählten temperaturabhängigen Verläufe der Reduzierungsfaktoren sind in Abbildung 56 und Abbildung 57 dargestellt.

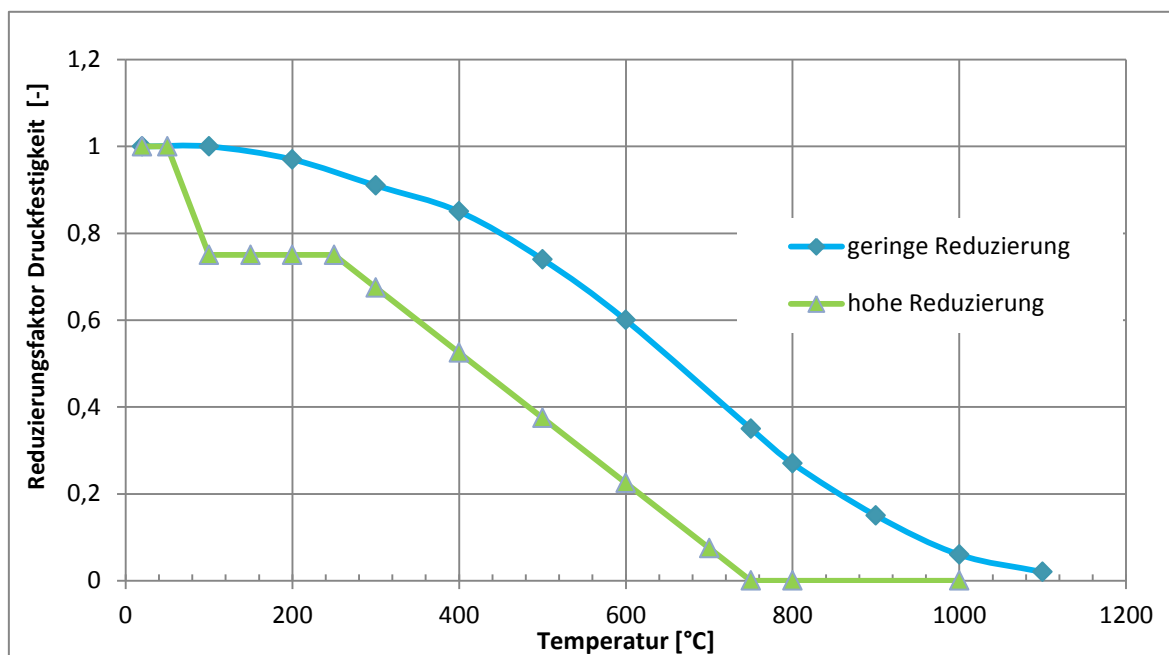


Abbildung 56: Gewählte Grenzwertverläufe der Druckfestigkeitsreduzierungen

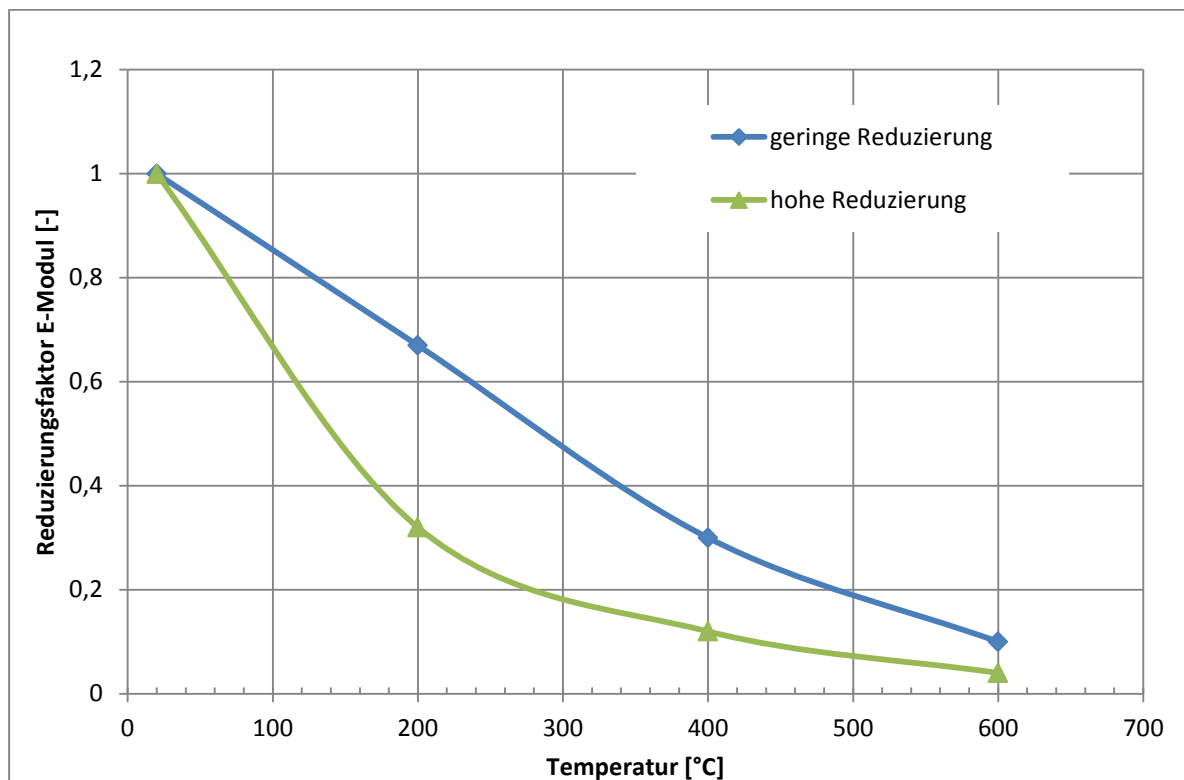


Abbildung 57: Gewählte Grenzwertverläufe der E-Modul-Reduzierungen

Die von der Norm abweichenden Reduzierungsfaktoren für Druckfestigkeiten und E-Modul werden in der Software TALPA [61] über benutzerdefinierte, temperaturabhängige Spannungs-Dehnungslinien berücksichtigt. Beim rechnerischen Ansatz der benutzerdefinierten, temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungslinien wird keine Unterscheidung zwischen der Erwärmungsphase und der Abkühlphase vorgenommen, d.h. es werden die beiden Grenzwertverläufe für die vollständige Berechnungsphase von Brandbeginn bis zum wiederabgekühlten Zustand angesetzt, was als konservativer Ansatz gesehen wird. Die Vorgehensweise zur Ermittlung der benutzerdefinierten Spannungs-Dehnungslinien kann dem Anhang B entnommen werden.

Bandbreite der thermischen Dehnungen

Der Verlauf und die Größenordnung der thermischen Dehnungen des Betons haben bei der mechanischen Analyse einen Einfluss auf die Höhe der Zwangsschnittgrößen. Für eine Bewertung des Einflusses wird die mögliche Bandbreite über drei verschiedene Ansätze berücksichtigt (siehe Abbildung 47):

- Thermische Dehnung für quarzitischen Zuschlag nach DIN EN 1992-1-2 [89]
- Thermische Dehnung für kalzitischen Zuschlag nach DIN EN 1992-1-2 [89]
- Modifizierte thermische Dehnung für PP-Faserbeton mit kalzitischem Zuschlag aus den Versuchen 1.19 und 1.20

Bandbreite der Wärmeleitfähigkeit

Der Verlauf und die Größenordnung der temperaturabhängigen Wärmeleitfähigkeit λ des Betons haben bei der thermischen Analyse einen Einfluss auf die Temperatureindringkurven und damit im Weiteren bei der mechanischen Analyse auf die Höhe der Zwangsschnittgrößen. Für eine Bewertung des Einflusses werden zwei verschiedene Ansätze für die rechnerischen Untersuchungen gewählt (siehe Abbildung 69):

- Obere Grenze der Wärmeleitfähigkeit entsprechend der Regelung des nationalen Anhangs der DIN EN 1992-1-2 [89]
- Modifizierte Wärmeleitfähigkeit entsprechend der Nachrechnung von Temperaturmesswerten aus Großbrandversuchen [58]

Im Kapitel 5.3 wird über eine Rückrechnung eines Großbrandversuches an einem Tunnelsegment aus PP-Faserbeton und einem Vergleich der Berechnungs- mit den Messergebnissen eine Validierung bzw. Bewertung der definierten Bandbreiten der Materialeigenschaften vorgenommen. Im Kapitel 5.5 wird der Einfluss aus der definierten Bandbreite der thermomechanischen Materialeigenschaften des Betons auf das rechnerische Tragverhalten im Brandfall für die repräsentativen Tunnelquerschnitte auf Basis von rechnerischen Sensitivitätsuntersuchungen bewertet.

5 Rechnerische Untersuchungen

5.1 Allgemeines

5.1.1 Grundlagen der Tunnelstatik

Bei den statischen Berechnungen für Tunnelbauwerke in geschlossener Bauweise ist der umgebende Baugrund sowohl Belastung als auch Teil des Gesamttragwerks. Durch die Herstellung eines Hohlraumes werden die Baugrundspannungen vom sogenannten Primärspannungszustand in den Sekundärspannungszustand umgelagert. Es bildet sich ein Gebirgstragring um den Hohlraum aus mit entsprechender Reduzierung der Belastung durch den überlagernden Baugrund. Einen wesentlichen Einfluss auf den Sekundärspannungszustand haben neben den Baugrundeigenschaften die Querschnittsgeometrie sowie der Widerstand und der Einbauzeitpunkt des Tunnelausbaus.

Die statischen Berechnungen von Tunnelbauwerken werden üblicherweise mit einem Finite-Elemente-Modell aus Baugrund und Tunnel oder mit einem elastisch gebetteten Stabwerksmodell durchgeführt.

Berechnung mit einem Finite-Elemente-Modell (FE-Modell)

Das Gesamtsystem bestehend aus dem Tunnel und dem umgebenden Baugrund wird in einem Finite-Elemente-Modell abgebildet. Es kann ein zwei- oder dreidimensionales Berechnungsmodell gewählt werden. Der Baugrund wird über Volumenelemente unter der Anwendung entsprechender nichtlinearer Materialgesetze (z. B. Mohr-Coulomb- oder Hardening-Soil-Modell [2], [11], [65]) modelliert. Der Tunnelausbau (Außen- und Innenschale) wird als ebenes Stabwerk oder als Schalentragwerk diskretisiert. Die Kopplung des Tunnelausbaus und des Baugrundes erfolgt über Kontaktelemente, welchen Parameter wie Reibung und Kohäsion zugewiesen werden können.

In der nachfolgenden Abbildung ist beispielhaft ein zweidimensionales FE-Netz dargestellt:

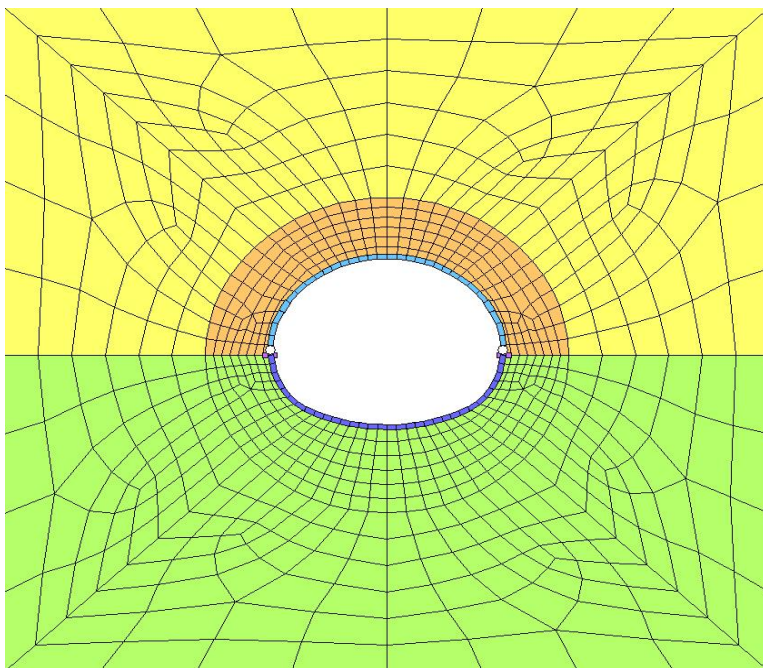


Abbildung 58: Zweidimensionales FE-Modell mit Tunnelquerschnitt, WinTUBE [10]

Bei einem zweidimensionalen FE-Modell sind die wesentlichen Berechnungsschritte zur Simulation des Herstellungsprozesses das Entfernen der Bodenelemente im Tunnelquerschnitt, der Einbau und die Aktivierung des temporären Ausbaus (Spritzbetonschale), der Einbau und die Aktivierung des endgültigen Ausbaus (Betoninnenschale), die Deaktivierung des temporären Ausbaus und die Aktivierung des Wasserdruckes auf den endgültigen Ausbau. Das räumliche Tragverhalten beim Tunnelvortrieb wird über quasi-räumliche Berechnungen abgebildet. Zu nennen sind hier insbesondere das Steifigkeitsverfahren, das Teillastverfahren und das Volume-Loss-Verfahren [11], [51], [52].

Berechnung mit einem elastisch gebetteten Stabwerksmodell

Beim elastisch gebetteten Stabwerk erfolgt die Interaktion zwischen Tunnelschale und Baugrund über radiale und tangential Bettungsfedern. Durch entsprechende Verformung der Tunnelschale wird die Bettung aktiviert und ein Gleichgewicht zu den am Tunnelquerschnitt angreifenden äußeren Einwirkungen hergestellt. Die Bettung simuliert die Tragwirkung des Gebirges. Im Zuge der Berechnung muss die Zugbettung iterativ ausgeschaltet werden. Es handelt sich daher um ein nichtlineares Systemverhalten.

Entsprechend den „Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein“ [74] darf folgender Ansatz für die Bettung k_R gewählt werden:

$$k_R = E_s / R \quad (5.1)$$

mit

E_s : Steifemodul Baugrund

R : Außenradius Tunnelquerschnitt

Bei Tunneln mit geringer Überdeckung ($h < 2d$) ist entsprechend den „Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein“ [74] im Firstbereich (Winkel des Sektors etwa 90°) keine radiale Bettung anzusetzen (siehe Abbildung 59).

Der Ansatz der tangentialen Bettung muss hinsichtlich der Größe und der Zulässigkeit überprüft werden. Bei der Berechnung von Tunnelinnenschalen, die mit einer Kunststoffbahn von der Außenschale getrennt sind, wird in der Regel keine tangentiale Bettung angesetzt.

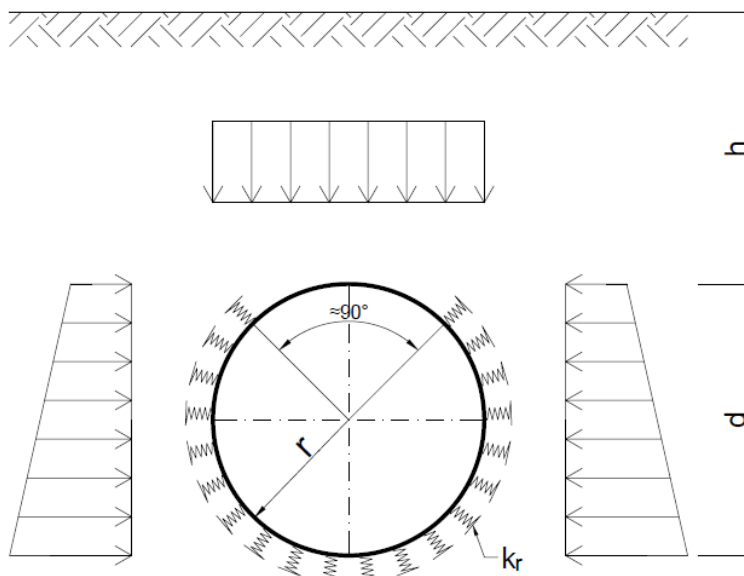


Abbildung 59: Statisches System des elastisch gebetteten Stabwerkes nach [74]

Die Größe der Belastung aus dem Baugrund unter Berücksichtigung des Sekundärspannungszustandes wird basierend auf den Baugrundrandbedingungen aus der Kombination von Erfahrungswerten, analytischen Berechnungen z. B. mit dem Gebirgskennlinienverfahren [42] oder der Silotheorie [18] und FEM-Berechnungsergebnissen ermittelt. Die Einbeziehung der FEM-Berechnungsergebnisse erfolgt über die Rückrechnung der berechneten Normalkraft des Ausbaus unter Einbeziehung der Tunnelbreite mit der sogenannten Kesselformel (siehe auch Gleichung 5.11). Bei der Ermittlung der Belastung für die Innenschale sind die Erkenntnisse aus dem Vortrieb über eine Interpretation der Ergebnisse der geotechnischen Messungen der Außenschale und festgestellte geologische Verhältnisse einzubeziehen. Für oberflächennahe Tunnel bis zu einer Überdeckung von ca. dem zweifachen des Tunneldurchmessers ($h > 2d$) wird in der Regel die Auflast aus der vollen Überlagerung des Bodeneigengewichts angesetzt.

Die Berechnungen für Tunnelbauwerke werden im Regelfall mit zweidimensionalen Systemen ausgeführt, da die Lastabtragung in Ringrichtung erfolgt. Liegen in Längsrichtung eines Tunnelblockes Veränderungen bei den Einwirkungen, dem Baugrund und der Geometrie vor, wie z. B. in Portalbereichen oder aufgrund von Öffnungen für einen Querschlag, können Berechnungen mit räumlichen Systemen erforderlich werden. Die Tragwirkung der temporären Sicherung in Form der Außenschale wird in der Regel bei der Dimensionierung der Innenschale nicht berücksichtigt.

Beurteilung der Berechnungsverfahren für den Nachweis des baulichen Brandschutzes

Eine Berechnung mit einem FE-Modell ist zielführend für die Simulation des Vortriebes mit der Ermittlung des Sekundärspannungszustandes sowie der Prognose der Verformungen der Außenschale und der Oberflächensenkungen. In der Bauphase des Innenschaleneinbaus hat sich der Sekundärspannungszustand bereits eingestellt und die Verformungen sind im Regelfall abgeklungen. Für die rechnerischen Nachweise des baulichen Brandschutzes nach dem „Allgemeinen Rechenverfahren“ der DIN EN 1992-1-2 [89] sind nichtlineare, iterative Berechnungen in Zeitintervallen erforderlich. Werden die Berechnungen an einem Gesamtsystem Baugrund und Tunnelausbau mit einem FE-Modell geführt, sind komplexe Modellierungen und Berechnungsvorgänge erforderlich, die eine hohe Sensitivität aufzeigen können. Eine Analyse der Ergebnisse insbesondere aus einer Variation von Randbedingungen kann erschwert sein. Bei dem Rechenmodell des zweidimensionalen elastisch gebetteten Stabwerks handelt es sich um ein in der Tunnelbaupraxis bewährtes und robustes Rechenmodell, bei dem eine klare Differenzierung und Analyse des Einflusses von Randbedingungen auf die Ergebnisse möglich ist. Unter der Voraussetzung, dass der Sekundärspannungszustand durch einen geeigneten Ansatz des Gebirgsdruckes berücksichtigt wird, ist das Rechenmodell eines zweidimensionalen, elastisch gebetteten Stabwerkmodells für die Berechnung der Innenschale zweckmäßig und ausreichend genau.

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten rechnerischen Nachweise des baulichen Brandschutzes nach dem „Allgemeinen Rechenverfahren“ werden auf Grundlage des Rechenmodells eines zweidimensionalen elastisch gebetteten Stabwerkmodells durchgeführt.

5.1.2 Sicherheits- und Bemessungskonzept

Für Straßentunnel sind die ZTV-ING [68] und für Eisenbahntunnel die Ril 853 [72] die übergeordneten Regelwerke für den Entwurf und die Bemessung. Innerhalb dieser Regelwerke wird im Einzelnen auf die anzuwendenden Normen verwiesen. Für Verkehrstunnel sind dies insbesondere:

- DIN EN 1990 Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung mit nationalem Anhang [78], [79], [80]. Hier werden die Einwirkungskombinationen und die zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen aus Eigengewicht und Verkehr geregelt.
- DIN EN 1991 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke mit nationalen Anhängen [81], [82], [83], [84], [85], [86]. Hier werden die Einwirkungen aus Verkehr angegeben.
- DIN EN 1992 Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken mit nationalen Anhängen [87], [88]. Hier sind die Regelungen für die Bemessung von Stahlbetonbauteilen und die Teilsicherheitsbeiwerte für die Baustoffeigenschaften enthalten.
- DIN EN 1997-1 Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik mit nationalem Anhang [93], [94]. Hier sind die geotechnischen Nachweise für das Tunnelbauwerk geregelt.
- DIN 1054 Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1 [75]. Hier sind die Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen und Widerstände aus dem Baugrund und dem Grundwasser angegeben.

Bei Verkehrstunneln in der Spritzbetonbauweise sind bei den Berechnungen der Innenschalen mehrere Lastfallkombinationen zu berücksichtigen. Die Außenschale wird zwar als temporäre Sicherung bezeichnet, aber erfahrungsgemäß trägt die Außenschale über mehrere Jahrzehnte den Gebirgsdruck und gegebenenfalls einen Teil des Wasserdruckes. Es sind daher üblicherweise die Lastfallkombinationen nur mit Ansatz des Eigengewichtes sowie Lastfallkombinationen mit Eigengewicht und Wasserdruck und mit Eigengewicht, Wasserdruck und Gebirgsdruck anzusetzen. Es sind Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit durchzuführen, die nachfolgend näher erläutert werden.

Tragfähigkeitsnachweise, ständige Bemessungssituation

Für die ständige Bemessungssituation ergibt sich die Lastfallkombination nach DIN EN 1990 [78] zu:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \quad (5.2)$$

Für die ständigen Einwirkungen G_k aus Eigengewicht sowie Gebirgs- und Wasserdruck sind die Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 1054 [75] mit $\gamma_G = 1,35$ anzusetzen. Die vorherrschende veränderliche Einwirkung ist üblicherweise die Temperaturbelastung. Der Lastfall Temperatur kann nach ZTV-ING [68] bzw. Ril 853 [72] mit einer reduzierten Sicherheit von $\gamma_{Q1} = 1,0$ berücksichtigt werden. Die zweite veränderliche Einwirkung ist die Verkehrslast im Tunnel. Die Teilsicherheitsbeiwerte für Verkehrslasten betragen nach DIN EN 1991 [81] $\gamma_Q = 1,5$ für Straßentunnel und $\gamma_Q = 1,45$ für Eisenbahntunnel. Die Verkehrslasten dürfen mit einem Kombinationsbeiwert abgemindert werden. Es sind Lastfallkombinationen mit und ohne Berücksichtigung der Einwirkungen aus der Verkehrslast zu berücksichtigen. In der Regel sind die Verkehrslasten im Tunnel für die Dimensionierung der Innenschale nicht maßgebend, da die Größenordnung gegenüber den äußeren Einwirkungen deutlich geringer ist. Zudem wirken die Verkehrslasten in der Sohle den Einwirkungen aus der Bettung und dem Wasserdruck entgegen, was zu einer Reduzierung der Biegebeanspruchung in der Sohle führt.

Tragfähigkeitsnachweise, außergewöhnliche Bemessungssituation

Die Einwirkung aus Brand gilt nach ZTV-ING [68] bzw. Ril 853 [72] als außergewöhnliche Einwirkung. Weitere außergewöhnliche Einwirkungen für Tunnelbauwerke sind Anprall und

Erdbeben sowie bei Eisenbahntunneln der Bruch der Oberleitung. Für die außergewöhnliche Bemessungssituation ergibt sich die Lastfallkombination nach DIN EN 1990 [78] zu:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{GAj} \cdot G_{kj} + A_d + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad (5.3)$$

Es ist immer nur eine außergewöhnliche Einwirkung A_d zu berücksichtigen. Für die ständigen Einwirkungen G_k aus Eigengewicht sowie Gebirgs- und Wasserdruck sind die Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 1054 [75] mit $\gamma_G = 1,1$ anzusetzen. Dieser Teilsicherheitsbeiwert aus der Grundbaunorm DIN 1054 [75] ist abweichend zur DIN EN 1991-1-2 [86], wo für die außergewöhnliche Bemessungssituation ein Teilsicherheitsbeiwert für die ständigen Einwirkungen von $\gamma_G = 1,0$ ausgewiesen ist.

Die vorherrschende veränderliche Einwirkung Q_{k1} ist die Verkehrslast im Tunnel. Der Kombinationsbeiwert für die Verkehrslast im Tunnel beträgt nach DIN EN 1990 [78] $\psi_1 = 0,75$. Die Verkehrslasten im Tunnel sind gegenüber den äußeren Einwirkungen in der Regel vernachlässigbar, wie im vorherigen Absatz begründet. Weitere veränderliche Einwirkung Q_{ki} , z. B. aus Aerodynamik oder Temperatur Sommer und Winter treten im Brandfall nicht auf bzw. sind vernachlässigbar.

Gebrauchstauglichkeitsnachweise

Für Verkehrstunnel ist nach ZTV-ING [68] bzw. Ril 853 [72] der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit in Form einer Begrenzung der Rissbreiten zu führen. Bei einer Abdichtung ausschließlich als wasserundurchlässige Betonkonstruktion (WUB-KO) ist eine Begrenzung der Rissbreiten auf erdseitig 0,15 mm und luftseitig 0,2 mm nachzuweisen. Bei einer Abdichtung mit einer Kunststoffdichtungsbahn ist eine Begrenzung der Rissbreiten erdseitig und luftseitig auf 0,2 mm nachzuweisen.

Gemäß ZTV-ING Teil 5.2 [68] ist für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit die Einwirkungskombination „häufige Kombination“ nach DIN EN 1990 [78] zu berücksichtigen.

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \Psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad (5.4)$$

Die Teilsicherheitsbeiwerte für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit betragen nach DIN 1054 [75] $\gamma_G = \gamma_Q = 1,0$.

Die vorherrschende veränderliche Einwirkung ist üblicherweise die Temperaturbelastung. Der Kombinationsbeiwert Ψ_{11} für Temperatur beträgt 0,6 nach Ril 853 [72] bzw. 0,5 nach ZTV-ING [68].

Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe

Die Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe sind in der DIN-EN 1992-1-1 [87] mit nationalem Anhang [88] geregelt.

Beton:

- Ständige und vorübergehende Bemessungssituation: $\gamma_c = 1,5$
- Außergewöhnliche Bemessungssituation: $\gamma_c = 1,3$

Betonstahl:

- Ständige und vorübergehende Bemessungssituation: $\gamma_s = 1,15$
- Außergewöhnliche Bemessungssituation: $\gamma_s = 1,0$

Die Teilsicherheitsbeiwerte für die Baustoffe sind für die außergewöhnliche Bemessungssituation des Brandfalls in Abweichung zu DIN EN 1992-1-1 [88] sowohl für Beton als auch für Betonstahl gemäß DIN EN 1992-1-2 [89] auf $\gamma_c = \gamma_s = 1,0$ festgelegt.

5.2 Erläuterungen zum gewählten rechnerischen Nachweisverfahren im Brandfall

5.2.1 Verwendete Software

Die statischen Berechnungen werden mit dem Modul TALPA der Fa. SOFISTIK [61] durchgeführt. Mit der Software können lineare und nichtlineare Verformungs- und Spannungsermittlungen für ebene Tragwerke sowie für axialsymmetrische räumliche Strukturen nach der Methode der Finiten Elemente durchgeführt werden. Entkoppelt von der mechanischen Analyse erfolgt in einem ersten Schritt die thermische Analyse mit dem Modul HYDRA der Fa. SOFiSTiK [60].

5.2.2 Berechnungsalgorithmus

Die Grundlagen des „Allgemeinen Rechenverfahrens“ der DIN EN 1992-1-2 [89] sind in Kapitel 2.7.2 erläutert. Nachfolgend werden für die Berechnungen der Tunnelbauwerke mit der Software SOFiSTiK die grundlegende Vorgehensweise und der Berechnungsalgorithmus vorgestellt.

Thermische Analyse

Da die Tunnelinnenschale ein flächiges Bauteil darstellt wird nur eine eindimensionale Temperatureindringung über die Querschnittsdicke angenommen. Die Lösung der Differentialgleichung für die instationäre Wärmeleitung (siehe Gleichung 2.4) erfolgt bei HYDRA auf Basis von Finiten Elementen.

Bei den Berechnungen ist entsprechend den Vorgaben des Nationalen Anhangs der DIN EN 1992-1-2 [90] für die Wärmeleitfähigkeit die obere Grenze anzusetzen (siehe Kapitel 2.5.2). Weiter wird als Beton-Feuchtegehalt ein für Tunnelbauwerke üblicher Wert von 3 %, als Wärmeübergangszahl für die Konvektion $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$ und ein Emissionsgrad ε für die Strahlung von 0,7 angesetzt.

Bei der Berechnung der Temperaturverteilungen wird die Brandkurve auf der luftseitigen Betonoberfläche des Querschnitts angesetzt. Die Berechnungen werden in Zeitstufen bis zum wiedererkalteten Zustand durchgeführt. Die Eigenschaften aus dem vorherigen Berechnungsschritt werden jeweils als Basis für die folgende Berechnung verwendet. Bei den Berechnungen wird davon ausgegangen, dass die Tunnelinnenschalen mit PP-Faserbeton hergestellt werden und damit im Brandfall von vernachlässigbaren Abplatzungen auszugehen ist.

Im Kapitel 5.3.2 werden Vergleiche von Bauteiltemperaturen aus Berechnungen über eine thermische Analyse mit Messungen aus Großbrandversuchen vorgenommen.

Mechanische Analyse

In TALPA wird die Tunnelinnenschale als Stabtragwerk mit sogenannten Fiber Beam Elementen diskretisiert. Durch die Aufteilung des Querschnitts in einzelne Fasern mit kontinuumsmechanischen Eigenschaften kann das über die Querschnittstiefe veränderliche temperaturabhängige Materialverhalten schichtweise berücksichtigt werden.

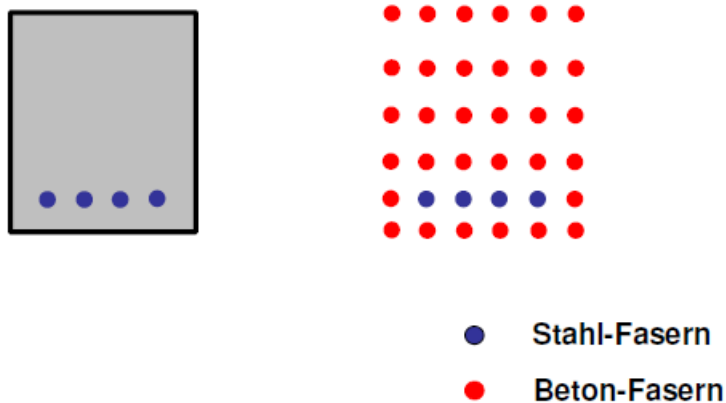


Abbildung 60: Modellprinzip Fibre Beams Software TALPA [61]

Die nachfolgende Abbildung zeigt qualitativ den Verlauf der thermischen Dehnungen im Querschnitt resultierend aus einer Temperatureindringkurve zu einem ausgewählten Zeitpunkt. Da der Verlauf der Temperatureindringkurven sich zeitabhängig verändert, ergeben sich auch entsprechend zeitlich veränderliche Dehnungsverläufe.

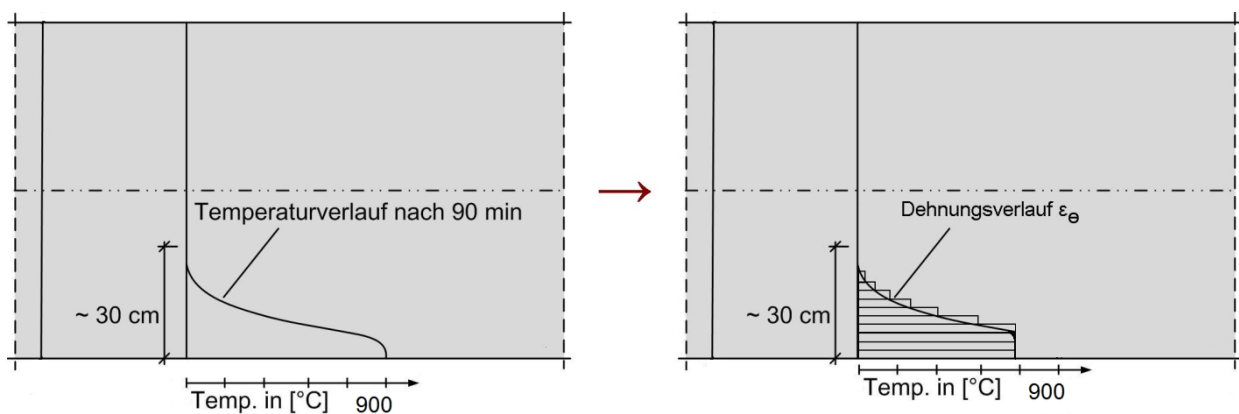


Abbildung 61: Qualitativer Verlauf der thermischen Dehnung aus einer Temperatureindringkurve

Im Rahmen der mechanischen Analyse werden die resultierenden Dehnungen aus der Temperaturverteilung der thermischen Analyse mit den mechanischen Einwirkungen überlagert und daraus die maßgebenden Schnittgrößen unter Berücksichtigung der temperaturabhängigen Materialeigenschaften berechnet.

Unter der Hypothese des Ebenbleibens des Querschnittes ergeben sich die spannungserzeugenden Dehnungen ϵ_m in den Schichten bei einer einachsigen Biegung bezogen auf die Dehnungsnulllinie zu:

$$\epsilon_m = \epsilon_0 + z \cdot k_z - \epsilon_{c,\theta} \quad (5.5)$$

mit

ϵ_0 : Axialdehnung

z : Abstand zur Systemlinie

k_z : Krümmung

$\epsilon_{c,\theta}$: freie thermische Dehnung von Beton nach DIN EN 1992-1-2 [89] (siehe Abbildung 10)

Jeder Temperatur kann der Beton E-Modul entsprechend den temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungslinien des Betons (siehe Kapitel 2.5.3) zugeordnet werden und damit die dazugehörige Spannung berechnet werden. Über eine Integration der Spannungen wird die Zwangsnormalkraft und unter Einbeziehung des Abstandes der entsprechenden Schicht zur Systemlinie das Zwangsmoment bestimmt.

Die zeitabhängigen Temperatureindringkurven werden nur im Gewölbe der Tunnelschale, d. h. oberhalb der Schienen- bzw. Straßenoberkante angesetzt. Der Sohlbereich ist durch den Schienen- bzw. Straßenaufbau (siehe Abbildung 1) vor der Temperatureinwirkung geschützt.

Die Lösung des nichtlinearen Systems (physikalische Nichtlinearitäten sowie Ausschaltung der Zugbettung) erfolgt für jeden Zeitschritt über eine Iteration, indem ausgehend vom Primärzustand bzw. vorherigem Zustand des Systems mit entsprechender temperaturabhängiger Schädigung im Querschnitt der Dehnungszustand so lange variiert wird, bis die korrespondierenden System-Reaktionskräfte mit den äußeren Lasten einen Gleichgewichtszustand bilden. Wird der numerische Gleichgewichtszustand innerhalb der vorgegebenen Anzahl von Iterationen und der vorgegebenen Toleranzgrenze nicht erreicht (bei TALPA in Form einer Restkraft), wird die Lösung als nicht-konvergent abgebrochen. Das Iterationsverfahren basiert auf einer modifizierten Newton-Raphson-Strategie mit sekantenbasierten Beschleunigungsalgorithmen [61].

Das temperaturabhängige Materialverhalten wird bei TALPA auf Grundlage der Vorgaben der DIN EN 1992-1-2 [89] unter Einbeziehung des Nationalen Anhangs [90] über charakteristische Kennwerte, d. h. mit einer Teilsicherheit $\gamma_M = 1,0$, berücksichtigt. Von der DIN EN 1992-1-2 [89] abweichende Materialmodelle können durch gesonderte Eingabe von temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungslinien und Temperatur-Dehnungslinien berücksichtigt werden. Für die nichtlineare Berechnung ist eine Bewehrung vorzugeben. Die Bewehrung wird aus den statischen Berechnungen für die Regellastfälle (Kaltbemessung) übernommen.

Angaben für die temperaturabhängigen Materialeigenschaften von Stahlbeton in der Abkühlphase sind in der DIN EN 1992-1-2 [89] nicht enthalten. Im Brandschutz-Leitfaden [20] wird daher vorgeschlagen „als grobe Näherung“ für die Abkühlphase die Arbeitslinien der Erwärmungsphase nach DIN EN 1992-1-2 [89] zu verwenden. Bei den Berechnungen in der Abkühlphase wären demnach die Betoneigenschaften der in der Belastungsgeschichte maximal aufgetretenen Temperatur in den Schichten anzusetzen, da die Materialschädigungen von Beton nicht reversibel sind. Für warmgewalzten Betonstahl dürfen in der Abkühlphase die Arbeitslinien für ansteigende Temperaturen übernommen werden, da mit abnehmender Temperatur die Festigkeiten wieder das ursprüngliche Niveau erreichen. Für kaltverformten Betonstahl sind auch in der Abkühlphase die reduzierten Festigkeiten entsprechend der maximal erreichten Temperatur anzusetzen [20].

5.2.3 Validierung der Software

Die für die Berechnung verwendeten Software Module TALPA und HYDRA von SOFiSTiK [60], [61], [62] sind für das „Allgemeine Rechenverfahren“ DIN EN 1992-1-2 [89] über die Beispiele nach DIN EN 1991-1-2/NA Anhang CC [85] validiert. Es handelt sich hierbei um Beispiele aus dem Hochbau. Wegen den besonderen statischen Randbedingungen bei Tunnelbauwerken erfolgt nachfolgend eine eigene Validierung über eine analytische Vergleichsberechnung für einen Tunnel mit einem Kreisquerschnitt in Anlehnung an Betrachtungen von Hörrle [16]. Die analytische Vergleichsrechnung wird nachfolgend erläutert.

Der Tunnelquerschnitt besitzt den Außenradius R , die Querschnittsdicke h und die Bettung k . Der Querschnitt wird in n Schichten mit der Schichtdicke Δh unterteilt.

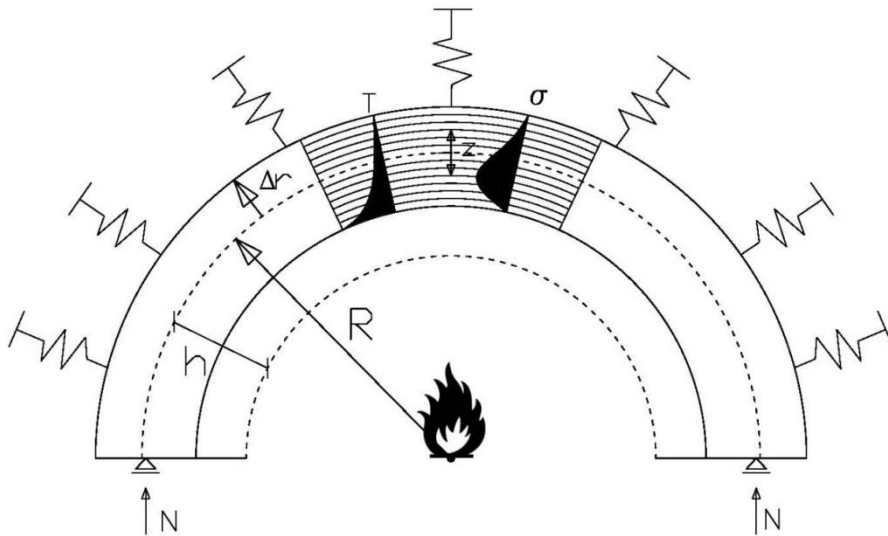


Abbildung 62: Gebetteter Kreisring mit Schichtenmodellierung

Aufgrund der Brandeinwirkung entsteht in dem Querschnitt eine zeitabhängige Temperatureindringkurve. Jeder Schicht wird entsprechend der vorhandenen Temperatur die nach DIN EN 1992-1-2 [89] zugehörige freie thermische Dehnung $\epsilon_{c,\theta}$ (siehe Abbildung 10) und der E-Modul E_i (siehe Tabelle 3) zugeordnet.

Die mittlere freie Dehnung $\bar{\epsilon}_T$ aus der Temperatur ergibt sich zu:

$$\bar{\epsilon}_T = \frac{1}{n \cdot \bar{E}} \sum_i^n \epsilon_{c,\theta,i} \cdot E_i \quad (5.6)$$

mit

$$\bar{E} = \sum_i^n \frac{E_i}{n} \quad (5.7)$$

Eine Zwangsnormalkraft resultiert aus der mechanischen bzw. spannungserzeugenden Dehnung ϵ_m .

$$\epsilon_m = \epsilon_U - \bar{\epsilon}_T \quad (5.8)$$

Die Dehnung ϵ_U ist die mögliche Axialdehnung infolge Nachgiebigkeit der Bettung. Für einen Kreisquerschnitt gilt, dass die Umfangsdehnung ϵ_U gleich der Radialdehnung ϵ_R ist.

$$\epsilon_U = \epsilon_R = \frac{\Delta r}{R} \quad (5.9)$$

Die Zwangsnormalkraft errechnet sich damit zu:

$$N = (\epsilon_R - \bar{\epsilon}_T) \cdot \bar{E} \cdot h = \left(\frac{\Delta r}{R} - \bar{\epsilon}_T \right) \cdot \bar{E} \cdot h \quad (5.10)$$

Bei einem Kreisquerschnitt kann über Gleichgewichtsbetrachtungen mit der sogenannten Kesselformel die Zwangsnormalkraft aus der aktivierten Bettung $p = -k \cdot \Delta r$ und dem Tunnelradius R ermittelt werden.

$$N = p \cdot R = -k \cdot \Delta r \cdot R \quad (5.11)$$

Werden die Formeln (5.10) und (5.11) gleichgesetzt kann man die Dehnung ε_R ermitteln.

$$-k \cdot \Delta r \cdot R = (\varepsilon_R - \overline{\varepsilon_T}) \cdot \bar{E} \cdot h = \left(\frac{\Delta r}{R} - \overline{\varepsilon_T} \right) \cdot \bar{E} \cdot h \quad (5.12)$$

$$\Delta r = \overline{\varepsilon_T} \cdot \frac{R}{\frac{k \cdot R^2}{E \cdot h} + 1} \quad (5.13)$$

$$\varepsilon_R = \frac{\Delta r}{R} = \overline{\varepsilon_T} \cdot \frac{1}{\frac{k \cdot R^2}{E \cdot h} + 1} \quad (5.14)$$

Die Normalkraft in jeder Schicht i kann dann folgendermaßen ermittelt werden:

$$N_i = (\varepsilon_R - \varepsilon_{T,i}) \cdot E_i \cdot \Delta h \quad (5.15)$$

$$\sigma_i = \frac{N_i}{\Delta h} \quad (5.16)$$

Unter Einbeziehung des Abstandes der entsprechenden Schicht zur Systemlinie ermittelt sich das Zwangsbiegemoment zu.

$$M = \sum_i^n N_i \cdot z_i \quad (5.17)$$

Das Berechnungsbeispiel entspricht dem repräsentativen Eisenbahntunnel aus Kap. 5.4.2. Folgende Randbedingungen werden angenommen:

- Kreisquerschnitt im Gewölbe $R = 5,1 \text{ m}$
- Innenschalendicke Gewölbe $d = 40 \text{ cm}$
- Radiale Bettung $k: 1030 \text{ MN/m}^3$
- Brandeinwirkung: EBA-Kurve (siehe Abbildung 4)
- Keine äußeren mechanischen Einwirkungen
- Temperaturabhängige Materialeigenschaften für Beton mit quarzitischem Zuschlag nach DIN EN 1992-1-2 [89] für Beton C30/37
- Keine rechnerische Berücksichtigung der Bewehrung

Die analytische Vergleichsberechnung wird mit der Software Excel der Fa. Microsoft durchgeführt. Die Berechnungen sind für die Zeitschritte 1 min, 15 min, 30 min, 60 min, 90 min, 120 min, 170 min, 250 min, 500 min, 1000 min und 1500 min nach Brandbeginn durchgeführt worden. Die temperaturbedingte Materialschädigung aus vorherigen Zeitschritten wird berücksichtigt, indem in jeder Schicht der Beton E-Modul aus der maximalen Temperatur des Berechnungsverlaufs angesetzt wird. Die zeitabhängigen Temperatureindringkurven wurden über eine thermische Analyse mit der Software HYDRA [60] berechnet. Nachfolgend sind die Ergebnisse der analytischen Vergleichsberechnung exemplarisch für den Zeitpunkt $t = 120 \text{ min}$ nach Brandbeginn in tabellarischer Form dargestellt. Die vollständigen Ergebnisse können dem Anhang A entnommen werden.

Tabelle 21: Analytische Vergleichsrechnung, Brandeinwirkung EBA-Kurve, t = 120min

										Summe	-1804	-208
x	T	r _i	z _i	T _i	E _i	σ _i	ε _T	ε _R =ε _u	ε _σ = ε _R - ε _T	Δr bzw. u	N _i	M _i = N _i *z _i
m	°C	m	m	°C	MN/m ²	MN/m ²	‰	‰	‰	mm	kN/m	kNm/m
0,000	572	4,513	0,188	561	180	-1,59	8,93	0,08	-8,85	0,37	-39,8	-7,5
0,025	550	4,538	0,163	480	1.485	-9,82	6,68	0,08	-6,61	0,37	-245,3	-39,9
0,050	410	4,563	0,138	355	4.131	-16,40	4,04	0,08	-3,97	0,37	-409,8	-56,4
0,075	300	4,588	0,113	250	6.390	-15,06	2,43	0,08	-2,35	0,37	-376,0	-42,3
0,100	200	4,613	0,088	170	8.640	-12,01	1,46	0,08	-1,39	0,37	-299,6	-26,3
0,125	140	4,638	0,063	119	10.476	-8,94	0,93	0,08	-0,85	0,37	-223,6	-14,0
0,150	98	4,663	0,038	84	12.528	-6,47	0,59	0,08	-0,51	0,37	-160,9	-6,1
0,175	70	4,688	0,013	59	14.666	-4,15	0,36	0,08	-0,28	0,37	-102,6	-1,3
0,200	48	4,713	-0,013	44	15.948	-2,31	0,22	0,08	-0,14	0,37	-56,6	0,7
0,225	40	4,738	-0,038	35	16.718	-1,05	0,14	0,08	-0,06	0,37	-25,1	1,0
0,250	30	4,763	-0,063	28	17.316	0,01	0,07	0,08	0,00	0,37	1,5	0,0
0,275	26	4,788	-0,088	25	17.573	0,48	0,05	0,08	0,03	0,37	13,4	-1,1
0,300	24	4,813	-0,113	23	17.744	0,81	0,03	0,08	0,05	0,37	21,6	-2,3
0,325	22	4,838	-0,138	22	17.829	0,98	0,02	0,08	0,06	0,37	25,7	-3,4
0,350	22	4,863	-0,163	22	17.872	1,06	0,01	0,08	0,06	0,37	27,8	-4,3
0,375	21	4,888	-0,188	21	17.915	1,14	0,01	0,08	0,07	0,37	29,9	-5,4
0,400	21	4,900	0,000	21	17.957	1,23	0,00	0,08	0,07	0,37	32,0	0,0

Die nachfolgenden Abbildungen zeigen die Temperatureindringkurve, den Spannungsverlauf, die Normalkraft sowie das Biegemoment aus den numerischen Berechnungen mit der Software TALPA [61] für den Zeitpunkt t = 120 min nach Brandbeginn.

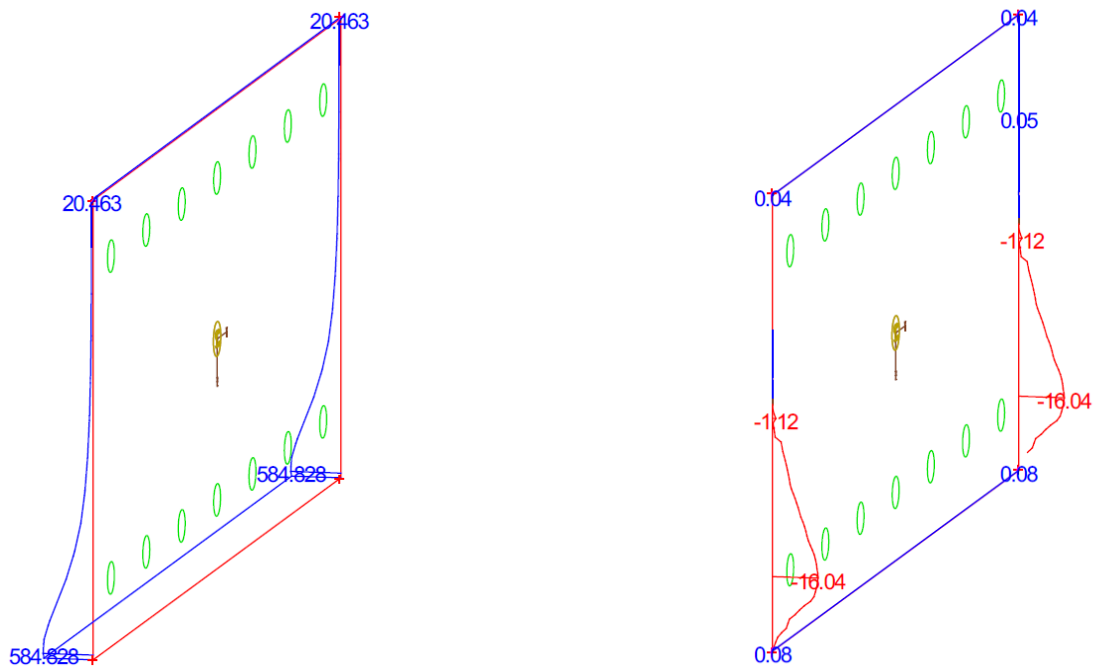


Abbildung 63: Eisenbahntunnel: Berechnungsergebnisse TALPA, EBA-Kurve Zeitpunkt $t = 120$ min, links: Temperatur [°C], rechts: Spannung [N/mm²]

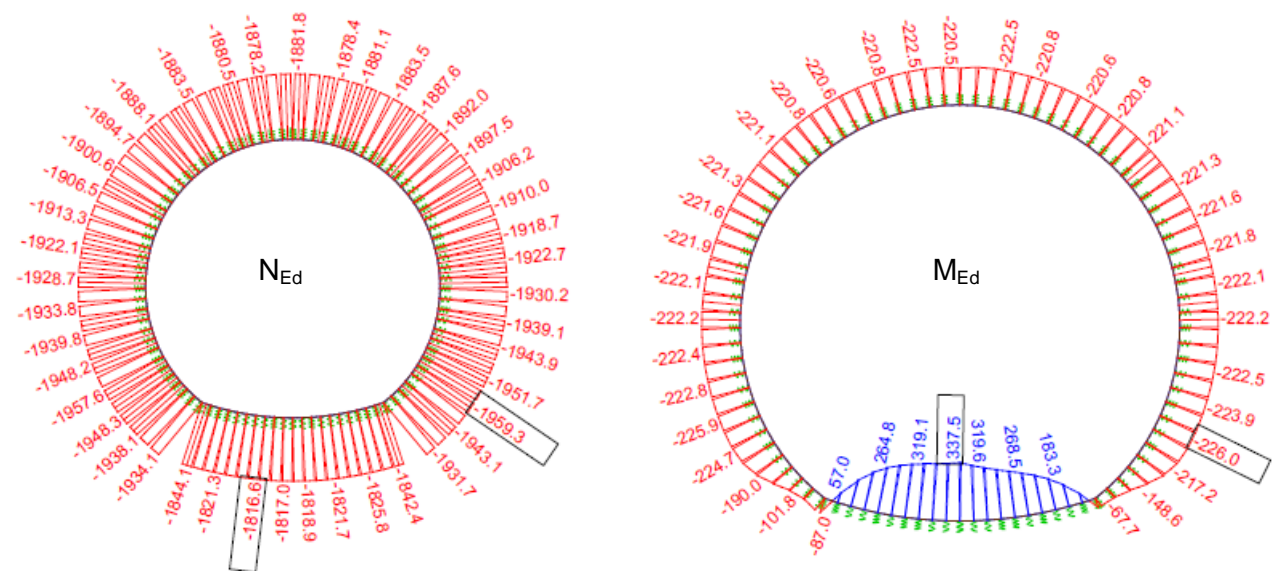


Abbildung 64: Eisenbahntunnel: Berechnungsergebnisse TALPA, EBA-Kurve Zeitpunkt $t = 120$ min, Normalkraft [kN], Biegemoment [kNm]

Der Ergebnisvergleich der analytischen Vergleichsberechnung mit der Software TALPA für den Zeitpunkt $t = 120$ min nach Brandbeginn zeigt eine gute Übereinstimmung mit einer Abweichung von ca. 5 %.

Nachfolgend sind die zeitabhängigen Verläufe der Normalkraft und des Biegemomentes im Gewölbe aus den beiden Berechnungen gegenübergestellt.

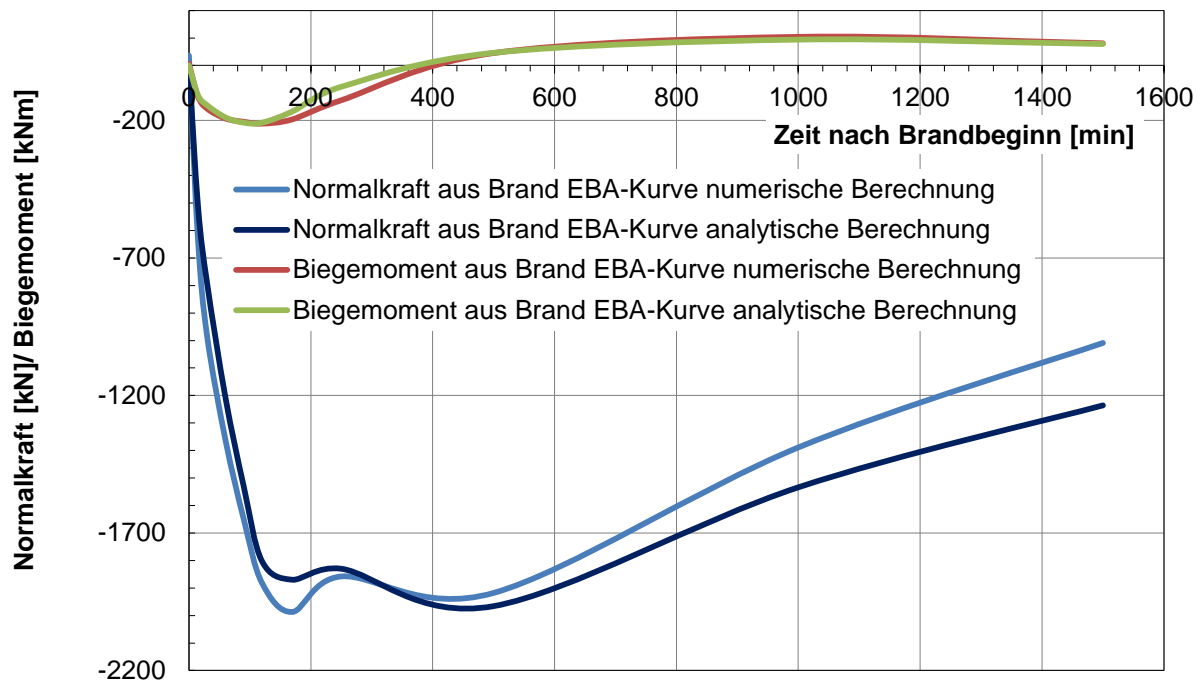


Abbildung 65: Eisenbahntunnel: Zeitabhängiger Verlauf Normalkraft und Biegemoment aus Einwirkung EBA-Kurve, Vergleich numerische und analytische Berechnung

Die maximalen Zwangsschnittgrößen entstehen im Zeitraum von 120 min bis 170 min nach Brandbeginn. Durch die hohe Gebirgssteifigkeit und Bettung liegt eine entsprechend große Behinderung der thermischen Dehnung und damit eine hohe Zwangsnormalkraft vor. Der Verlauf des Zwangsbiegemomentes mit Änderung des Vorzeichens kann folgendermaßen erklärt werden. Das maximale Zwangsbiegemoment hat ein negatives Vorzeichen, was durch die Zwangsdruckspannungen auf der Innen- bzw. Luftseite und dem Hebelarm zur Systemlinie (siehe Abbildung 63) zu begründen ist. Mit fortschreitender Zeit dringt die Temperatur weiter in den Querschnitt ein. In Kombination mit der temperaturbedingten Reduzierung der Betondruckspannungen im luftseitigen Randbereich liegt ab einem Zeitpunkt von ca. 500 min der Schwerpunkt der Zwangsdruckspannungen hinter der Systemlinie in der erdseitigen Hälfte des Querschnitts. Dies hat eine Änderung des Vorzeichens des Biegemomentes zur Folge. Zum Zeitpunkt $t = 1500$ min, dem gewählten Ende der Berechnung, sind weiterhin Zwangsschnittkräfte vorhanden, da der Querschnitt noch nicht vollständig abgekühlt ist.

Im Vergleich der Ergebnisse der analytischen und der numerischen Berechnung zeigt sich im Zeitraum bis ca. 400 min nach Brandbeginn eine Übereinstimmung mit Abweichungen von max. 7 %. Im Zuge der Abkühlung liegen etwas größere Abweichungen bei der Zwangsnormalkraft vor, was durch den vereinfachten Berechnungsalgorithmus bei der analytischen Berechnung zu begründen ist. So ist beispielsweise in dem Ansatz der Gleichung 5.9 eine Näherung zu sehen, da die Querschnittsrotation infolge der exzentrischen Normalkraft nicht berücksichtigt wird. Insgesamt wird eine hinreichende Validierung der Software-Module TALPA und HYDRA von SOFiSTiK [60], [61], [62] für das „Allgemeine Rechenverfahren“ der DIN EN 1992-1-2 [89] für Tunnelbauwerke gesehen.

5.3 Rückrechnung des Brandversuches Fildertunnel

5.3.1 Allgemeines

Für das Bahnprojekt Fildertunnel wurden zum Nachweis des baulichen Brandschutzes Großbrandversuche an Tunnelsegmenten durchgeführt. Die wesentlichen Randbedingungen der Versuchsdurchführung sind im Kapitel 2.9.5 vorgestellt.

Der Großbrandversuch wird im Nachgang numerisch simuliert. Die numerische Simulation erfolgt mit dem „Allgemeinen Rechenverfahren“ nach DIN EN 1992-1-2 [89] über eine thermische und mechanische Analyse. Die thermische Analyse wird mit der Software HYDRA [60] und die mechanische Analyse mit der Software TALPA [62] durchgeführt. Über die numerische Simulation werden die möglichen Abweichungen der thermischen und mechanischen Eigenschaften von PP-Faserbeton zum normativ geregelten Normalbeton über einen Vergleich von Versuchs- und Berechnungsergebnissen untersucht. Verglichen werden die Temperatureindringkurven und die Verformungen des Tunnelsegments.

5.3.2 Thermische Analyse

Eine „Kalibrierung“ der thermischen Analyse ist in der Bachelorarbeit Schneider [58] durchgeführt worden. Hier wurden die Temperatur-Messergebnisse des Probekörpers B3 aus dem Großbrandversuch herangezogen [31]. Die Temperaturen wurden an drei Messstellen (MS 1 bis MS 3) in acht verschiedenen Tiefen bis zu einem Abstand zur Brandoberfläche von 25 cm gemessen.

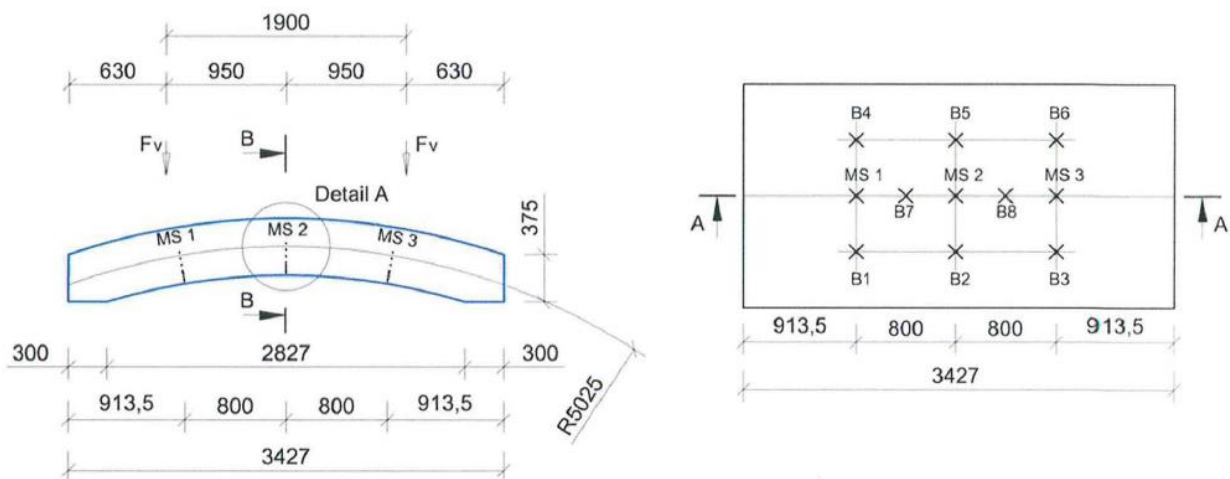


Abbildung 66: Anordnung der Temperaturmessstellen beim Versuchskörper Großbrandversuch Fildertunnel links Schnitt A-A, rechts Grundriss [31]

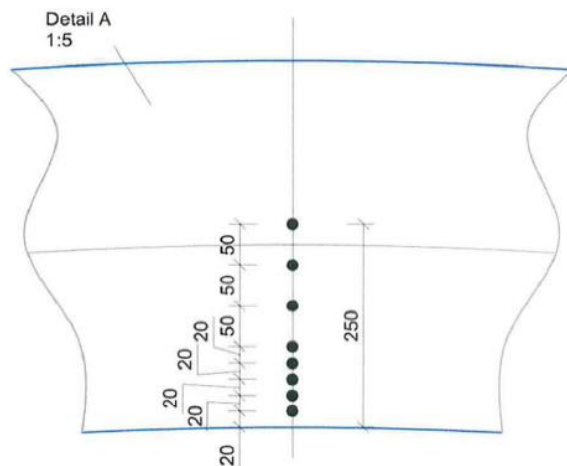


Abbildung 67: Anordnung der Temperaturmessstellen beim Versuchskörper Großbrandversuch Fildertunnel, Detail A [31]

Die Abbildung 68 beinhaltet für zwei ausgewählte Zeitpunkte ($t = 30$ min und $t = 90$ min nach Brandbeginn) eine Gegenüberstellung der gemessenen und berechneten Temperatureindringkurven. Für die thermische Analyse wurden die thermischen Kennwerte von Beton nach DIN EN-1992-1-2 [89] unter Ansatz eines Feuchtegehaltes von 3 %, einer Wärmeübergangszahl α_c von $25 \text{ W/m}^2\cdot\text{K}$ und eines Emissionsgrades von 0,7 berücksichtigt. Die Rohdichte wurde aufgrund des bekannten tatsächlichen Gewichtes des Probekörpers mit $2,452 \text{ kg/m}^3$ angesetzt.

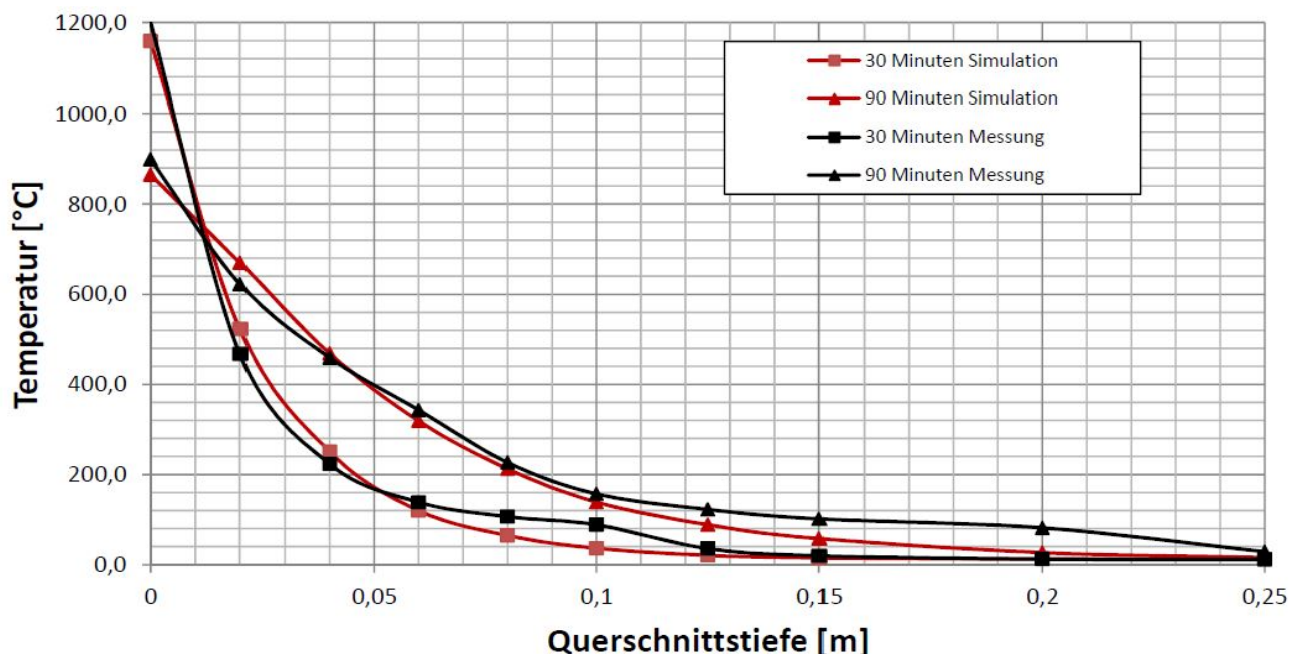


Abbildung 68: Vergleich von Temperatureindringkurven Messung und Berechnung [58]

Es zeigt sich, dass im brandzugewandten Randbereich die berechneten Temperaturwerte höher sind und ab einer Bauteiltiefe von ca. 5 cm die gemessenen Temperaturwerte höher sind. In Schneider [58] wurden thermische Analysen mit Variation der maßgebenden thermischen Kennwerte, d. h. Wärmeleitfähigkeit, spezifische Wärmekapazität und Emissionsgrad durchgeführt, mit dem Ergebnis, dass die Wärmeleitfähigkeit λ den größten Einfluss hat. Die Untersuchungen haben gezeigt, dass eine bessere Übereinstimmung erzielt wird, wenn für die

hohen Temperaturen eine Verringerung und für die niedrigen Temperaturen eine Erhöhung der Wärmeleitfähigkeit λ gemäß Abbildung 69 vorgenommen wird. Dieser angepasste Verlauf zeigt eine gute Übereinstimmung mit Untersuchungsergebnissen von Huismann [21] (siehe Kapitel 2.5.2).

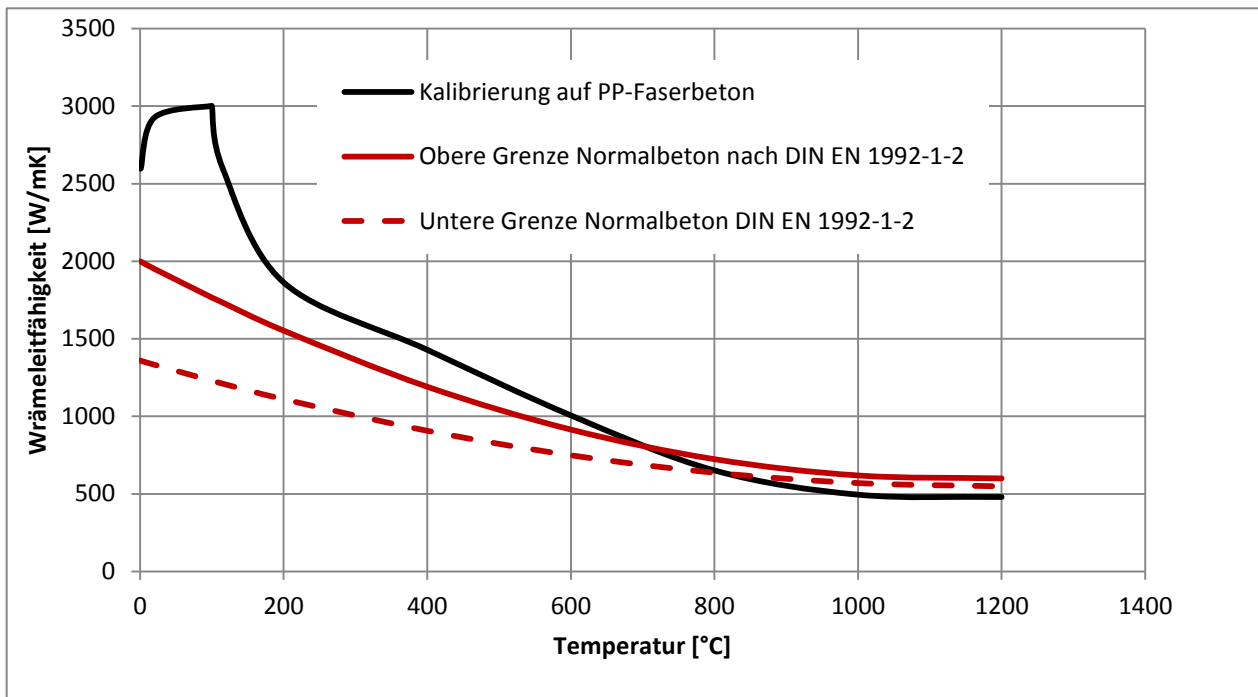


Abbildung 69: Wärmeleitfähigkeit λ , aufgrund Kalibrierung thermische Analyse

Die nachfolgende Gegenüberstellung in Abbildung 70 für die zwei ausgewählten Temperatureindringkurven (Zeitpunkte $t = 30$ min und $t = 90$ min nach Brandbeginn) mit Ansatz der angepassten Wärmeleitfähigkeit nach Abbildung 69 zeigt eine bessere Übereinstimmung der berechneten und der gemessenen Temperaturwerte mit nur noch geringen Abweichungen.

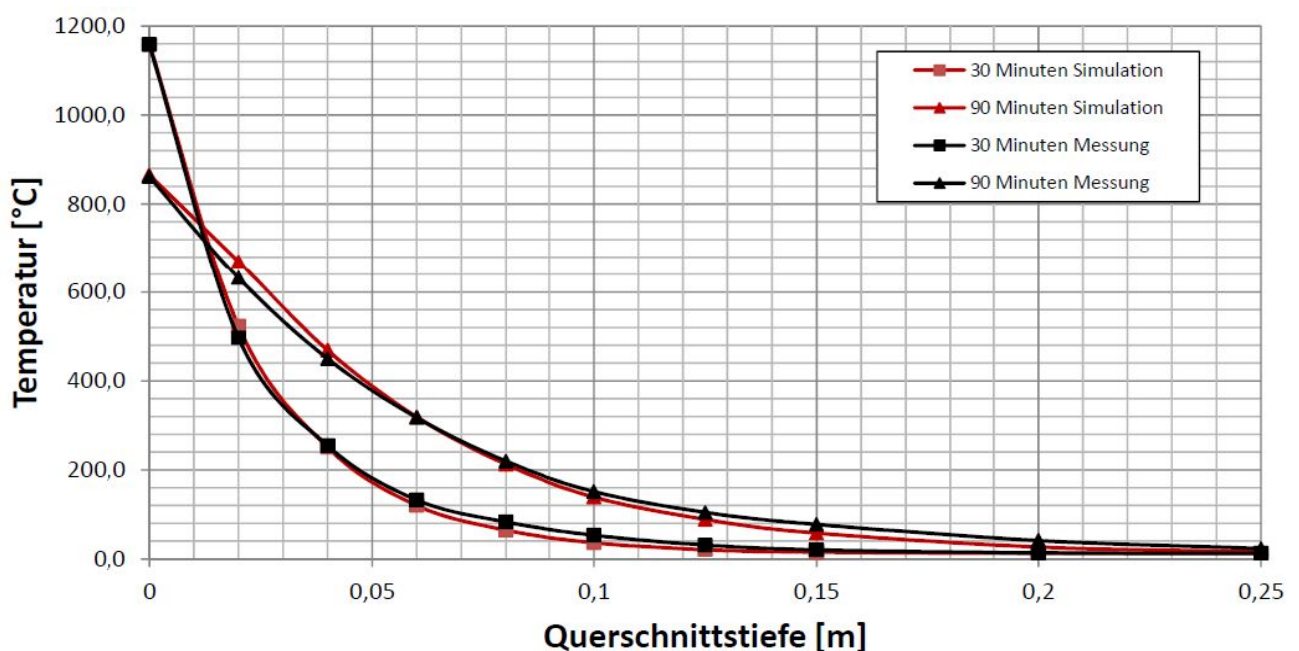


Abbildung 70: Vergleich von Temperatureindringkurven Messung und Berechnung (angepasste Wärmeleitfähigkeit) [58]

Welchen Einfluss eine Anpassung der Wärmeleitfähigkeiten gegenüber der DIN EN 1992-1-2 [89] auf das mechanische Verhalten hat, wird in der nachfolgenden mechanischen Analyse untersucht.

5.3.3 Mechanische Analyse

Die Beanspruchung im Probekörper während des Brandversuches muss mit der realen Situation im Tübbingtunnel möglichst genau übereinstimmen. Da die Großbrandversuche kraftgesteuert durchgeführt wurden, mussten auch die Zwangskräfte aus der Brandeinwirkung über die äußere Pressenkräfte aufgebracht werden. Die Berechnungen der Pressenkräfte wurden in der Statik [26] mit dem „Allgemeinen Rechenverfahren“ nach DIN EN 1992-1-2 [89] mit dem Softwaremodul ASE der Fa. SOFiSTiK durchgeführt.

Die berechneten und im Versuch aufgebrachten Pressenkräfte sind nachfolgend tabellarisch zusammengestellt. Der Zeitpunkt von $t = 10$ min bis $t = 160$ min (2h: 40 min) stellt den Zeitraum der Brandeinwirkung durch die EBA-Kurve dar.

Tabelle 22: Aufgebrachte Pressenkräfte im Großbrandversuch [25]

Zeit [h:min]	„äußere“ Vertikalbelastungen [kN]	„mittige“ Vertikalbelastungen [kN]	horizontale Belastung [kN]
00:00	756	216	5499
00:10	261	225	5499
01:10	252	216	5499
02:40	288	216	5499
> 48:00 ¹⁾	68	36	162

¹⁾ Die zusätzliche Wiederbelastung zum Zeitpunkt $t > 48$ h erfolgte nur beim Probekörper B1.

Die Abbildung 71 zeigt die Anordnung der Verformungsmesspunkte am Probekörper. Am Probekörper befanden sich zwei Messquerschnitte, so dass die Verformungen H_{10} , H_{1U} , V_1 und H_{20} , H_{2U} , V_2 gemessen wurden. Die Abbildung 72 und Abbildung 73 zeigen die Messergebnisse.

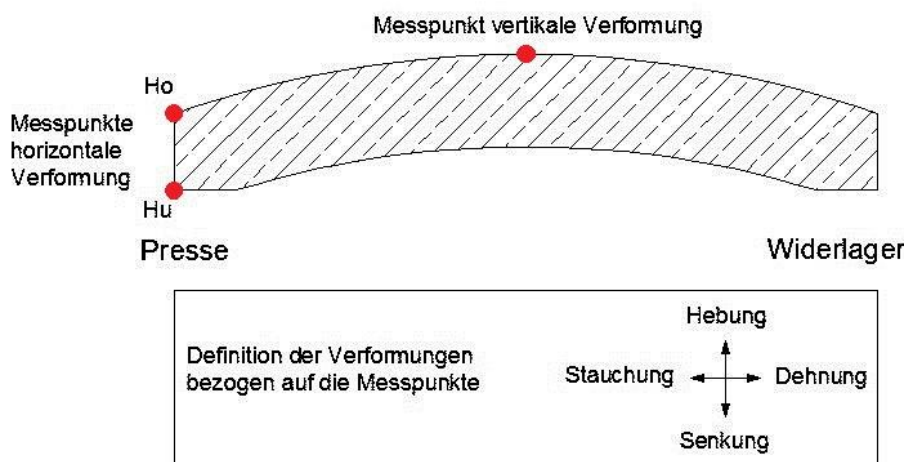


Abbildung 71: Anordnung der Verformungsmesspunkte am Probekörper [58]

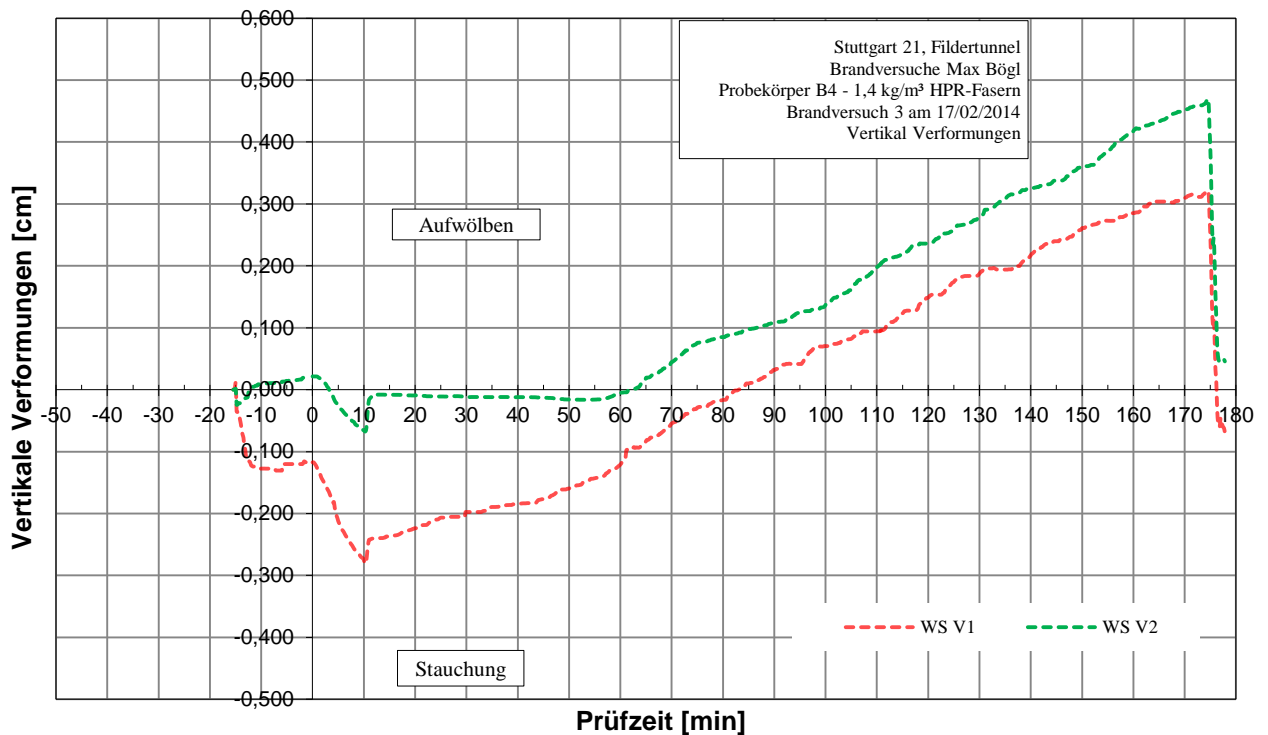


Abbildung 72: Gemessene vertikale Verformung des Probekörpers während des Großbrandversuches [31]

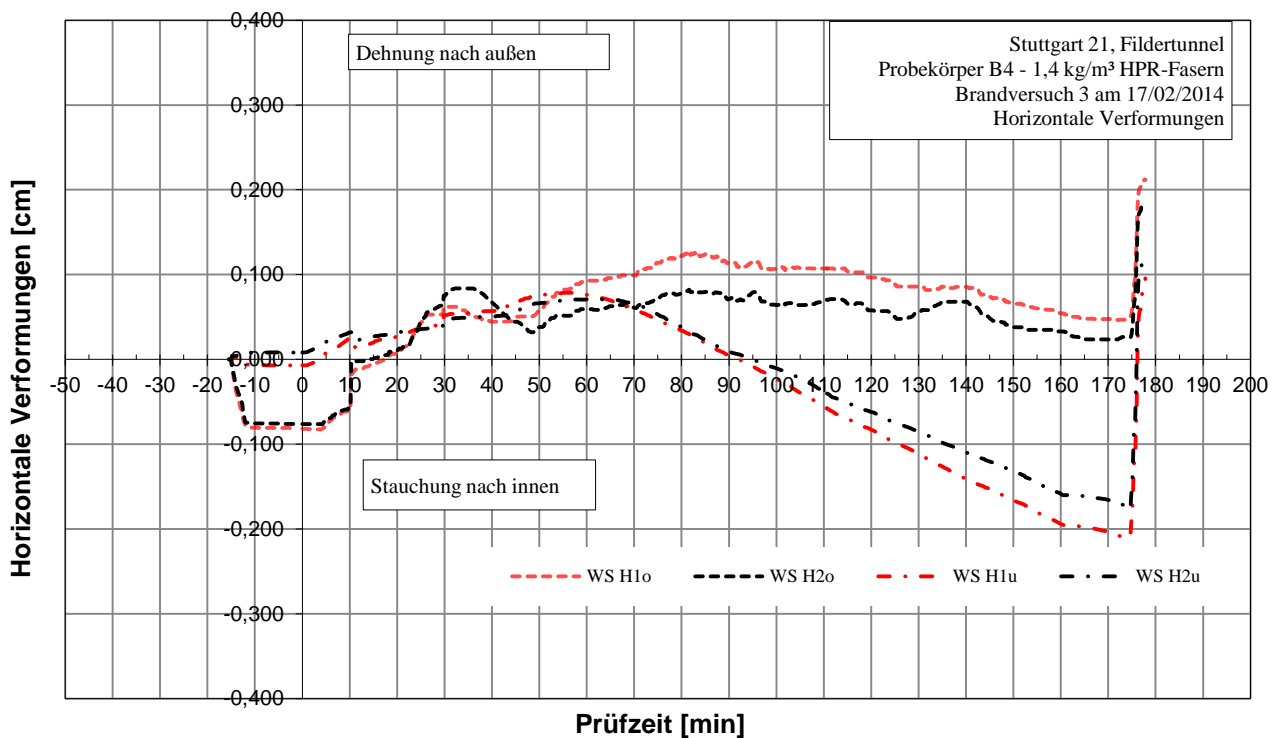


Abbildung 73: Gemessene horizontale Verformung des Probekörpers während des Großbrandversuches [31]

Die Geometrie des Probekörpers sowie die Auflagerbedingungen und die Kräfteinleitungspunkte können der Abbildung 74 entnommen werden. Für die Nachrechnung muss ein geeignetes statisches System gefunden werden, was die tatsächlichen Bedingungen ausreichend genau berücksichtigt. Gewählt wurde ein ebenes Stabwerksmodell mit einem losen Lager im Bereich der Kräfteinleitung und einem festen Lager mit einer steifen Drehfeder (400.000 kNm/rad) am Widerlager. Die Drehfedersteifigkeit wurde iterativ mit dem Kriterium der Übereinstimmung der berech-

neten mit der tatsächlichen Knotenverdrehung am Auflager der Krafteinleitung bestimmt. Die tatsächliche Knotenverdrehung konnte über die beiden gemessenen Horizontalverformungen H_o und H_u bestimmt werden. Die in Tabelle 22 ausgewiesenen Pressenkräfte sind als Gesamtkräfte zu sehen und wurden für die Berechnung am ebenen System durch die Länge des Probekörpers von 1,8 m dividiert. Die horizontale Krafteinleitung wurde entsprechend den geometrischen Randbedingungen mit einer Ausmitte von 0,06 m berücksichtigt. Die Betongüte wurde mit C 60/75 entsprechend der Ist-Betonfestigkeit des Probekörpers gewählt [31]. Bei der thermischen Analyse mit der Software HYDRA [60] wurden für die Einwirkung der EBA-Brandkurve die Temperatureindringkurven für die Zeitschritte 2 min, 4 min, 6 min, 8 min, 10 min bis 170 min (im Abstand 10 min) berechnet.

Neben einer Berechnung mit dem Ansatz der thermomechanischen Materialkennwerte für den Beton C 60/75 nach DIN EN 1992-1-2 [89] wurden auch die möglichen Bandbreiten der Kennwerte, d. h. die thermischen Dehnungen, die Wärmeleitfähigkeit und die temperaturabhängigen Reduzierungen der Druckfestigkeit und des E-Moduls, auf Basis der Bewertung der experimentellen Untersuchungen im Kapitel 4.4 berücksichtigt. Folgende Varianten wurden untersucht, wobei innerhalb der einzelnen Variantenuntersuchung die weiteren thermomechanischen Materialkennwerte entsprechend der DIN EN 1992-1-2 [89] beibehalten wurden.

- Modifizierte thermische Dehnung für PP-Faserbeton aus den Versuchen 1.19 und 1.20 (siehe Abbildung 47).
- Modifizierte Wärmeleitfähigkeit entsprechend der Nachrechnung von Temperaturmesswerten aus Großbrandversuchen (siehe Abbildung 69).
- Geringe temperaturabhängige Reduzierung von Druckfestigkeit und E-Modul (siehe Abbildung 56 und Abbildung 57).
- Hohe temperaturabhängige Reduzierung von Druckfestigkeit und E-Modul (siehe Abbildung 56 und Abbildung 57).

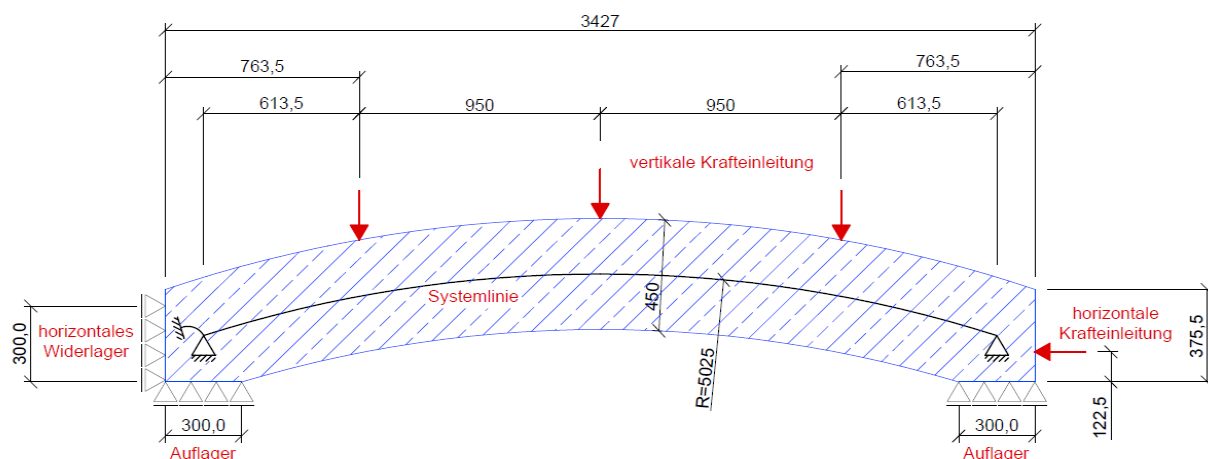


Abbildung 74: Statisches Modell Probekörper Großbrandversuch

Die Verläufe der berechneten Verformungen im Vergleich zu den gemessenen Verformungen des Probekörpers über die Zeit von Brandbeginn bis Brandende sind in Abbildung 75 und Abbildung 76 dargestellt. Für diese Darstellung wurden die gemessenen Verformungen gemäß der Abbildung 72 und der Abbildung 73 kalibriert und gemittelt. Die Kalibrierung erfolgte über eine Verschiebung der Verformungskurven, so dass zum Zeitpunkt $t = 0$ min auch die Verformungen

null mm betragen. Anschließend erfolgte die Mittelung der von zwei Messquerschnitten vorliegenden Messwerte zu H_M - und V_M -Werten. Bei den gemessenen horizontalen Verformungen erfolgte zudem eine Mittelung der gemessenen H_o - und H_u -Werte, da sich die berechneten horizontalen Verformungswerte auf die Systemlinie beziehen.

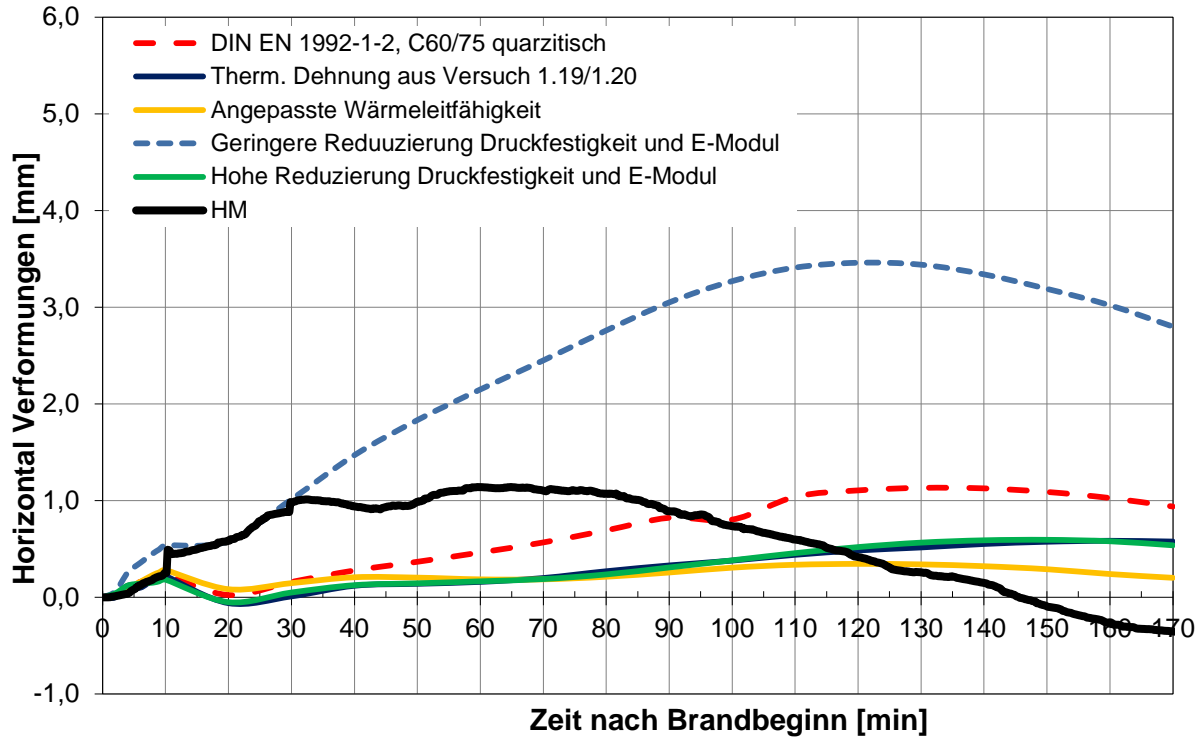


Abbildung 75: Berechnete und gemessene horizontale Verformung des Probekörpers (Mittelwerte) während des Großbrandversuches

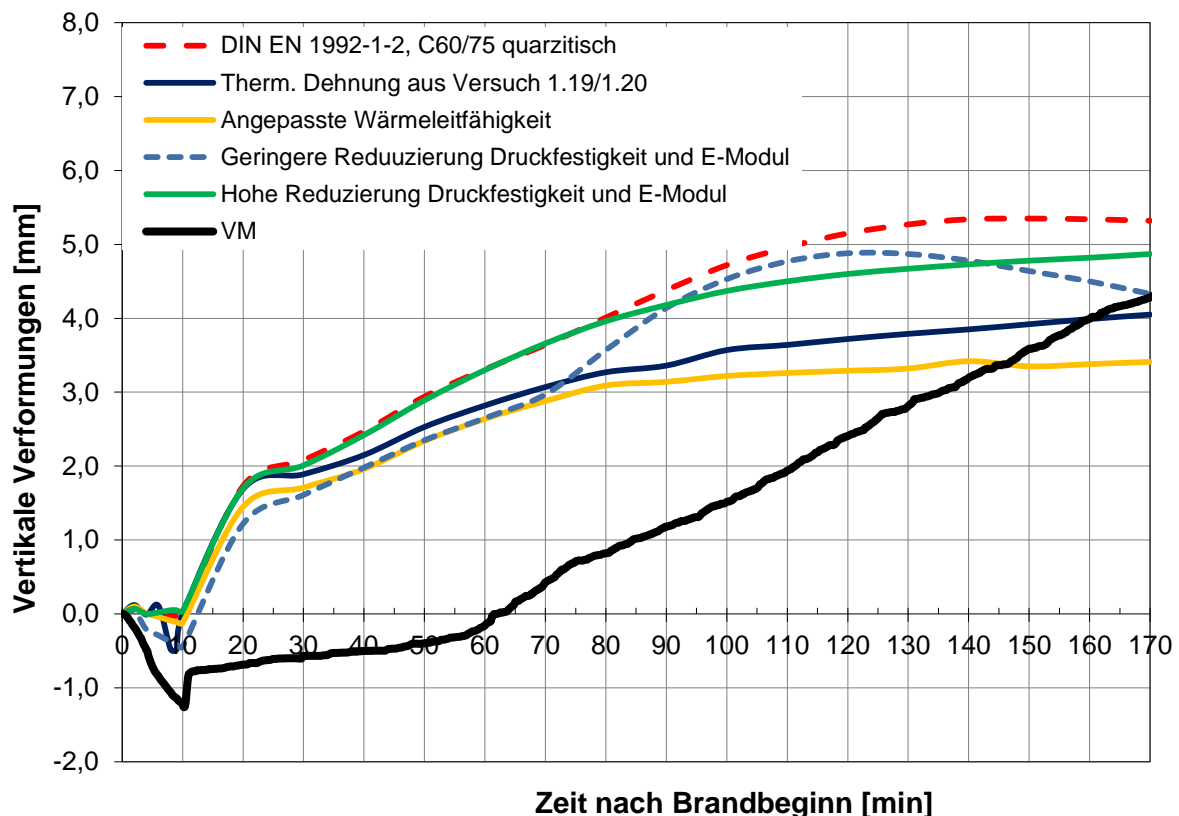


Abbildung 76: Berechnete und gemessene vertikale Verformung des Probekörpers während des Großbrandversuches

Der Vergleich zeigt, dass die Größenordnung der berechneten und gemessenen Werte hinreichend übereinstimmen, aber bei dem zeitlichen Verlauf größere Abweichungen vorliegen. Bei der Bewertung der Ergebnisse müssen die insgesamt sehr geringen Verformungswerte und damit auch die Ungenauigkeiten aus den Messtoleranzen und die Ungenauigkeiten aus der statischen Modellbildung einbezogen werden. Die geringen Verformungswerte im Zuge der Erwärmung sind dem hohen Belastungsgrad des Probekörpers und der daraus folgenden Verformungsbehinderung geschuldet.

Als ein Ergebnis des Vergleichs kann aber herausgestellt werden, dass bei Ansatz von geringen Reduzierungsfaktoren für die Druckfestigkeit und den E-Modul und damit einem „steifen“ Systemverhalten die berechneten horizontalen Verformungen zu hoch gegenüber den gemessenen Verformungen sind. Bei Ansatz der Reduzierungsfaktoren entsprechend der DIN EN 1992-1-2 [89] für einen Beton C60/75 mit quarzhaltigem Zuschlag stimmen die Verformungen hinreichend genau überein.

5.3.4 Zusammenfassung und Bewertung

Bei der Rückrechnung des Großbrandversuches über das „Allgemeine Rechenverfahren“ DIN EN 1992-1-2 [89] wurde in die thermische Analyse und die mechanische Analyse unterschieden.

Bei der thermischen Analyse hat sich gezeigt, dass eine bessere Übereinstimmung der berechneten und der gemessenen Temperaturen erzielt wird, wenn für die hohen Temperaturen eine Verringerung und für die niedrigen Temperaturen eine Erhöhung der Wärmeleitfähigkeit λ vorgenommen wird. Der modifizierte Verlauf der Wärmeleitfähigkeit ist in der Abbildung 69 dargestellt. Diese Modifizierung gegenüber der DIN EN 1992-1-2 [89] wurde in ähnlicher Form von Huismann [21] vorgenommen (siehe Kapitel 2.5.2).

Bei der mechanischen Analyse wurden die thermomechanischen Materialeigenschaften der DIN EN 1992-1-2 [89] für einen Beton C60/57 mit quarzhaltigen Zuschlag sowie Variationen aufgrund möglicher Bandbreiten der thermomechanischen Kennwerte auf Basis der Bewertung der experimentellen Untersuchungen im Kapitel 4.4 berücksichtigt. Dies betrifft die thermischen Dehnungen, die Wärmeleitfähigkeit und die temperaturabhängigen Reduzierungen der Druckfestigkeit und des E-Moduls. Der Ergebnisvergleich zwischen Berechnung und Messung erfolgte über die horizontalen und vertikalen Verformungen. Aufgrund der geringen Verformungen im Millimeterbereich und damit möglichen Unsicherheiten bei den Messergebnissen z. B. durch Toleranzen war der Ergebnisvergleich erschwert. Die Größenordnungen der Verformungen stimmen überein, bei dem zeitlichen Verlauf der Verformungen sind Unterschiede zu verzeichnen.

Eine Eingrenzung der Bandbreiten der Materialkennwerte oder gar die Verifizierung eines Materialmodells für den PP-Faserbeton konnte über die Rückrechnung des Großbrandversuches nicht vorgenommen werden. Die möglichen Bandbreiten der thermomechanischen Materialkennwerte sind daher bei den rechnerischen Nachweisen des Brandfalls zu berücksichtigen. Für die repräsentativen Tunnelquerschnitte erfolgen diese Nachweise im Rahmen von Sensitivitätsuntersuchungen im Kapitel 5.5 dieser Arbeit.

5.4 Rechnerischer Nachweis im Brandfall

5.4.1 Allgemeines

Die rechnerischen Nachweise im Brandfall werden für repräsentative Querschnitte eines Eisenbahntunnels und eines Straßentunnels durchgeführt.

Für den Eisenbahntunnel wird entsprechend ein eingleisiger Tunnelquerschnitt mit dem Lichtraumprofil GC nach Ril 853 [72] gewählt. Der Tunnel wird druckwasserdicht im Kreisprofil ausgebildet (siehe Abbildung 77). Es werden hohe äußere, mechanische Einwirkungen, insbesondere in Form eines hohen Wasserdruckes sowie eine hohe Gebirgssteifigkeit berücksichtigt. Aus diesen Randbedingungen resultieren hohe Drucknormalkräfte und vergleichbar geringe Biegemomente im Betonquerschnitt.

Als Straßentunnel wird der Querschnitt RQ 10,5 t nach RABT [96] für Gegenverkehrstunnel gewählt (siehe Abbildung 1). Der Tunnel wird mit Grundwasserentspannungsmaßnahmen in Form von Bergwasserdrainagen ausgestattet, womit der Wasserdruck auf die Innenschale entfällt. Weiter wird eine geringe Gebirgssteifigkeit berücksichtigt. Aus diesen Randbedingungen resultieren niedrige Drucknormalkräfte und vergleichsweise hohe Biegemomente im Betonquerschnitt.

Über die gewählten Tunnelquerschnitte und Randbedingungen wird die mögliche Bandbreite der Querschnittsausnutzung, d. h. zum einen eine hohe Druck- mit niedriger Biegebeanspruchung und zum anderen eine niedrige Druck- mit hoher Biegebeanspruchung, mit den möglichen Auswirkungen auf die rechnerischen Nachweise im Brandfall berücksichtigt.

In einem ersten Schritt werden die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, auch Kaltbemessung genannt, mit dem System eines zweidimensionalen, elastisch gebetteten Stabwerks mit der Software TALPA der Fa. SOFiSTiK [61] durchgeführt. Die erforderliche Schnittgrößenberechnung erfolgt über ein lineares Berechnungsverfahren im Zustand I, d. h. es erfolgt keine Steifigkeitsabminderung für den gerissenen Betonquerschnitt. Die veränderlichen Einwirkungen aus Temperatur, Schwinden und Kriechen sowie Verkehrslast im Tunnel werden im Rahmen dieser Untersuchung nicht angesetzt. Die veränderlichen Einwirkungen sind im Vergleich zu den ständigen Einwirkungen aus Gebirgsdruck bzw. Gebirgs- und Wasserdruck von untergeordneter Bedeutung. Der Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkungen γ_G beträgt für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) 1,35 und für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZT) 1,0 (siehe Kap. 5.1.2).

Der rechnerische Nachweis des Brandfalls erfolgt im Rahmen einer außergewöhnlichen Bemessungssituation mit dem „Allgemeinen Rechenverfahren“ der DIN EN 1992-1-2 [89] mit der Software HYDRA und TALPA der Fa. SOFiSTiK (siehe Kap. 5.2.2). Die Berechnungen werden für die Zeitschritte 0 min, 5 min, 15 min, 30 min, 45 min, 60 min, 90 min, 120 min, 170 min, 250 min, 500 min, 1000 min, 1500 min, 2000 min, 3000 min, 4000 min und 5000 min durchgeführt. Aufgrund der Verwendung von PP-Faserbeton wird von vernachlässigbaren Abplatzungen ausgegangen und es wird mit der vollen Bauteildicke gerechnet. Die ständigen Einwirkungen werden für die Schnittgrößenberechnung gemäß DIN 1054 [75] mit der Teilsicherheit γ_G von 1,1 beaufschlagt (siehe Kap. 5.1.2). Für die nichtlineare Berechnung wird die erforderliche Bewehrung in Ringrichtung aus der Kaltbemessung angesetzt.

Der Wasserdruck wirkt radial auf das System. Auch der Gebirgsdruck wird aufgrund der fehlenden Verbundwirkung zwischen Außen- und Innenschale durch den Einbau einer Folie radial ohne tangentielle Lastanteile angesetzt. In der Abbildung 78 sind der Wasserdruck und der Gebirgsdruck dargestellt.

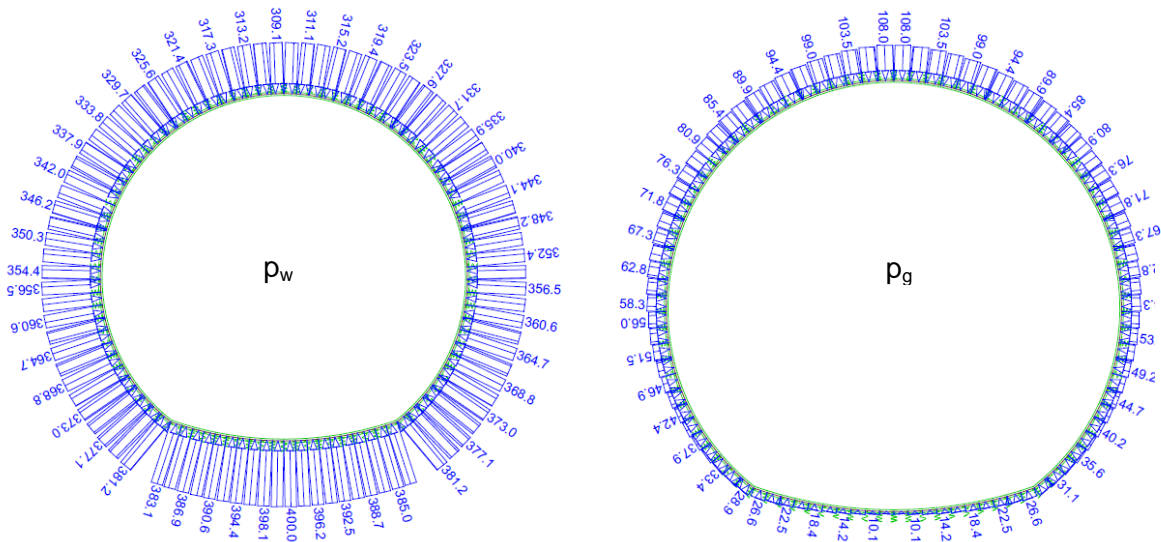


Abbildung 78: Eisenbahntunnel: Wasserdruck p_w [kN/m²] und Gebirgsdruck p_g [kN/m²] unter Auftrieb

Kaltbemessung

Die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit werden für folgende Lastfallkombinationen durchgeführt:

LFK 1: Eigengewicht (EG)

LFK 2: Eigengewicht (EG) + Wasserdruck (W)

LFK 3: Eigengewicht (EG) + Gebirgsdruck unter Auftrieb (G) + Wasserdruck (W)

Aufgrund des hohen Wasserdruckes ist nach Ril 853 [72] eine Abdichtung aus einer wasserundurchlässigen Betonkonstruktion und einer Kunststoffdichtungsbahn erforderlich, so dass im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit eine Begrenzung der Rissbreite auf erdseitig 0,15 mm und luftseitig 0,2 mm nachzuweisen ist.

In der Abbildung 79 sind die berechneten charakteristischen Schnittgrößen für die LFK 2 (EG + W) und in Abbildung 80 für die LFK 3 (EG + G + W) dargestellt.

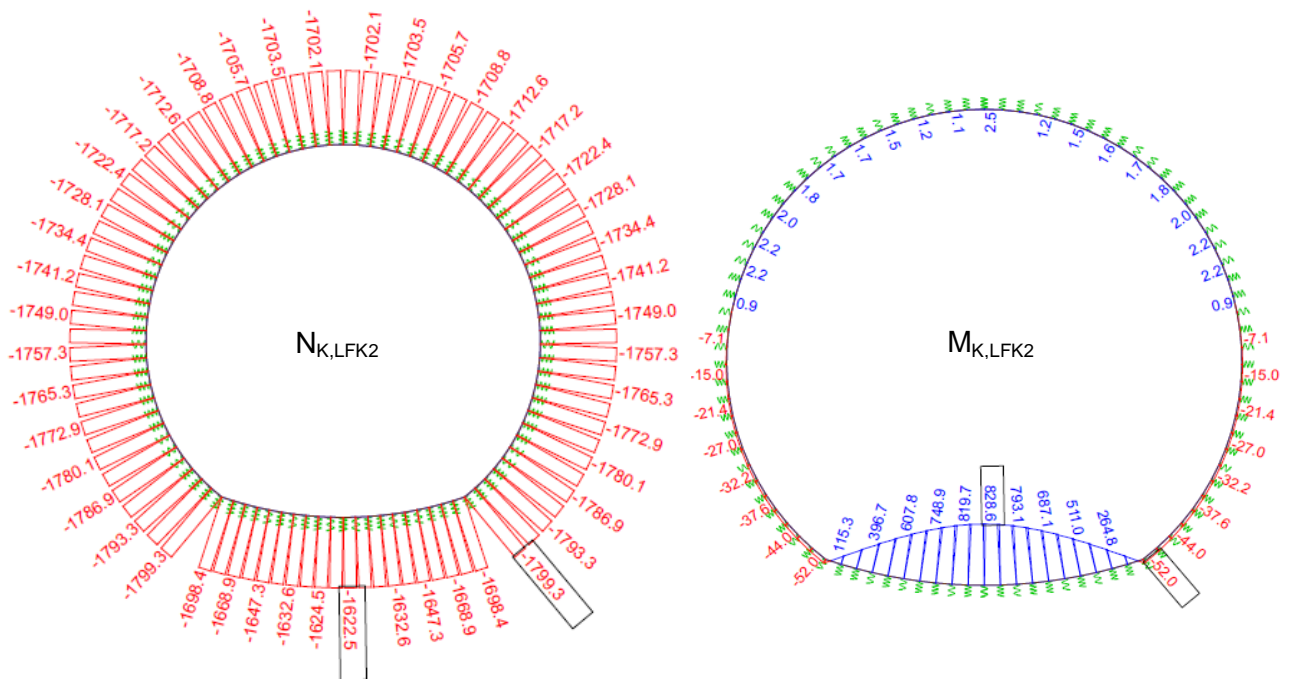


Abbildung 79: Eisenbahntunnel: Normalkraft $N_{K,LFK2}$ [kN] und Biegemoment $M_{K,LFK2}$ [kNm] für LFK 2 (EG+W)

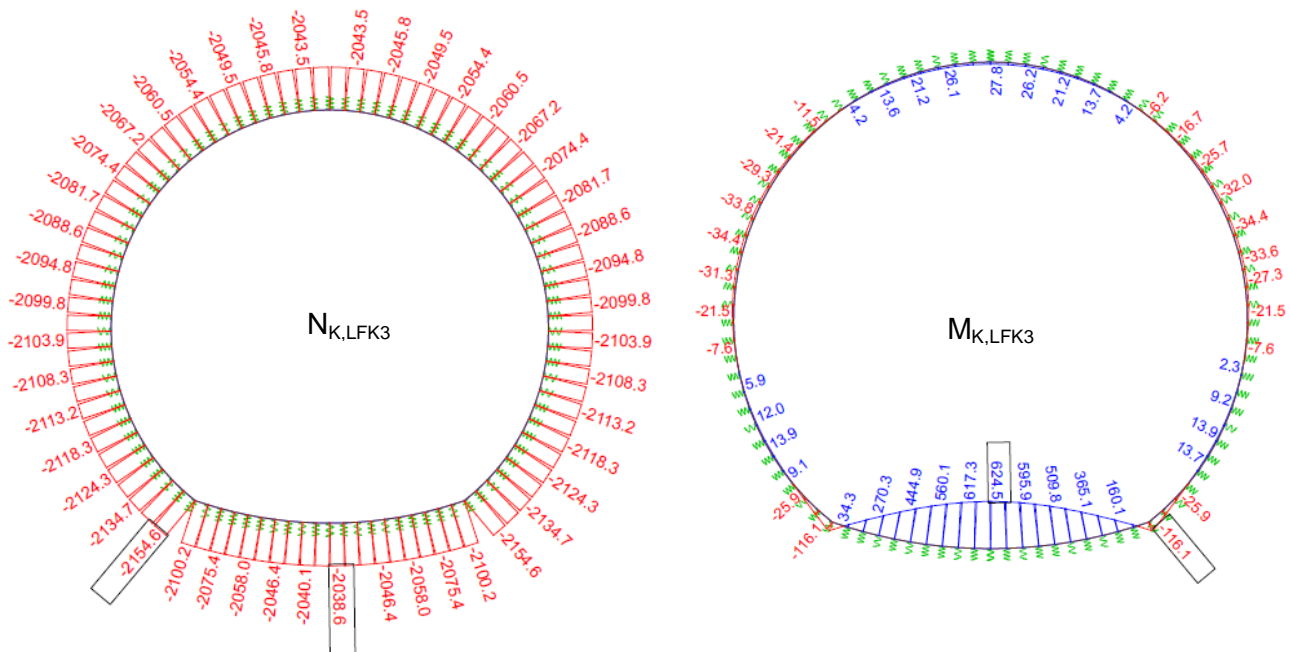


Abbildung 80: Eisenbahntunnel: Normalkraft $N_{K,LFK3}$ [kN] und Biegemoment $M_{K,LFK3}$ [kNm] für LFK 3 (EG+G+W)

Die resultierende Bewehrung in Ringrichtung aus der Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit ist in der Abbildung 81 dargestellt. Es wird die Mindestbewehrung für wasserundurchlässige Innenschalen nach Ril 853 [72] in der Größenordnung von 0,15 % der Schalendicke maßgebend, wobei die Schalendicke auf maximal 60 cm begrenzt ist. Im vorliegenden Fall beträgt die Mindestbewehrung für das Gewölbe $6 \text{ cm}^2/\text{m}$ und für die Sohle $9 \text{ cm}^2/\text{m}$. Als Betondeckung ist gemäß Ril 853 [72] $\text{nom } c = 6 \text{ cm}$ vorzusehen.

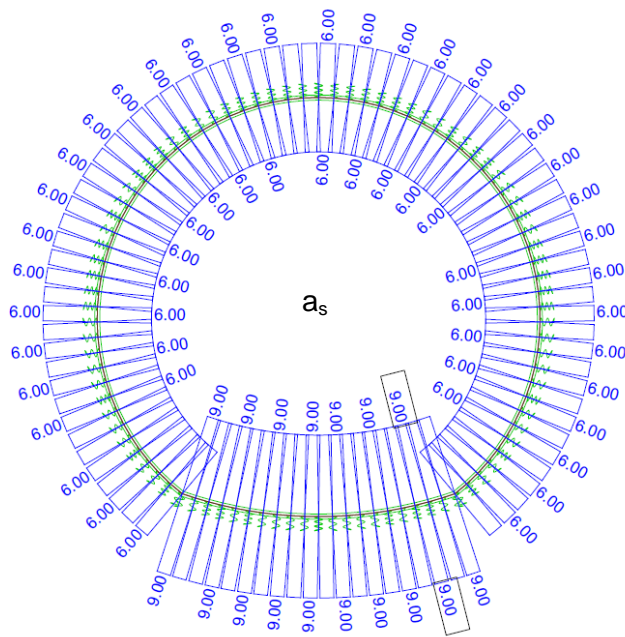


Abbildung 81: Eisenbahntunnel: Erforderliche Bewehrung a_s [cm²/m] in Ringrichtung aus Kaltbemessung [cm²/m]

Rechnerischer Nachweis des Brandfalls

Der rechnerische Nachweis des Brandfalls wird analog zur Kaltbemessung für folgende Lastfallkombinationen durchgeführt:

LFK 101: Eigengewicht (EG) + EBA-Brandkurve

LFK 102: Eigengewicht (EG) + Wasserdruck (W) + EBA-Brandkurve

LFK 103: Eigengewicht (EG) + Gebirgsdruck unter Auftrieb (G) + Wasserdruck (W) + EBA-Brandkurve

Die rechnerischen Nachweise für den Brandfall können ohne das Erfordernis einer Zusatzbewehrung für den Zeitraum von $t = 0$ min bis $t = 5000$ min nach Brandbeginn geführt werden. Exemplarisch werden in der Abbildung 82 die berechneten Normalkräfte und Biegemomente im Tunnelquerschnitt für die Lastfallkombination 103 (EG + G + W + EBA) zum Zeitpunkt $t = 120$ min nach Brandbeginn dargestellt.

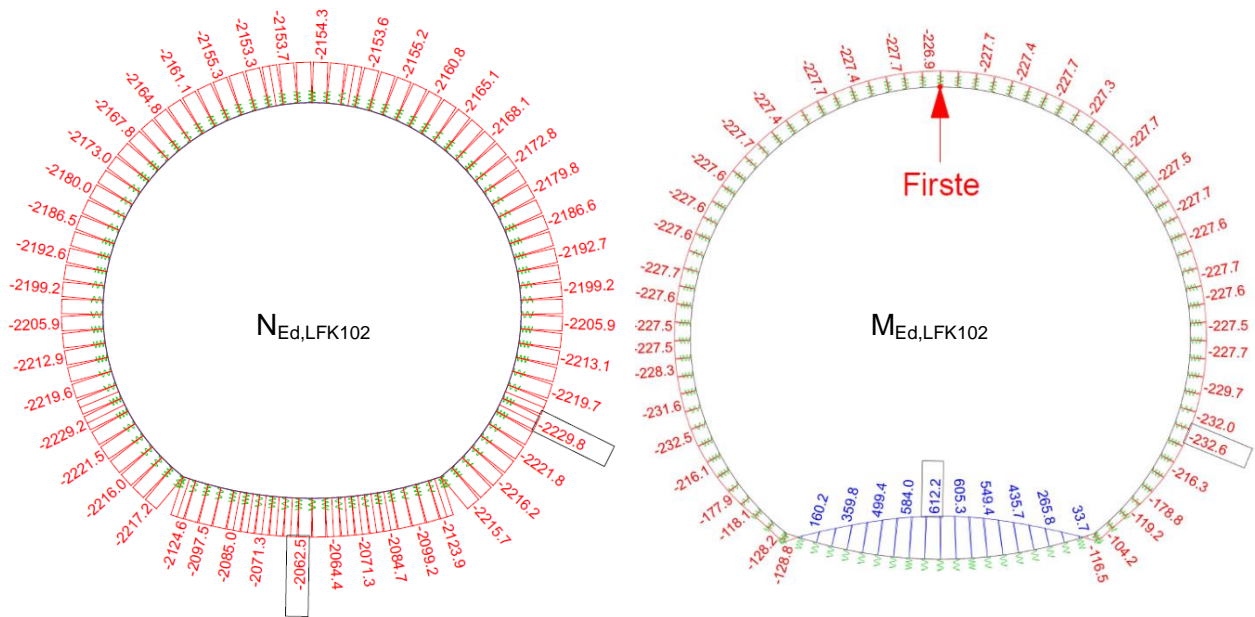


Abbildung 82: Eisenbahntunnel: Normalkraft $N_{Ed, LFK102}$ [kN] und Biegemoment $M_{Ed, LFK102}$ [kNm] für LFK 102 (EG+W+EBA), $t=120$ min nach Brandbeginn

Die Abbildung 83 und die Abbildung 84 zeigen den Verlauf der Normalkraft und des Biegemomentes im Firstpunkt von Brandbeginn bis zum wiederabgekühlten Zustand.

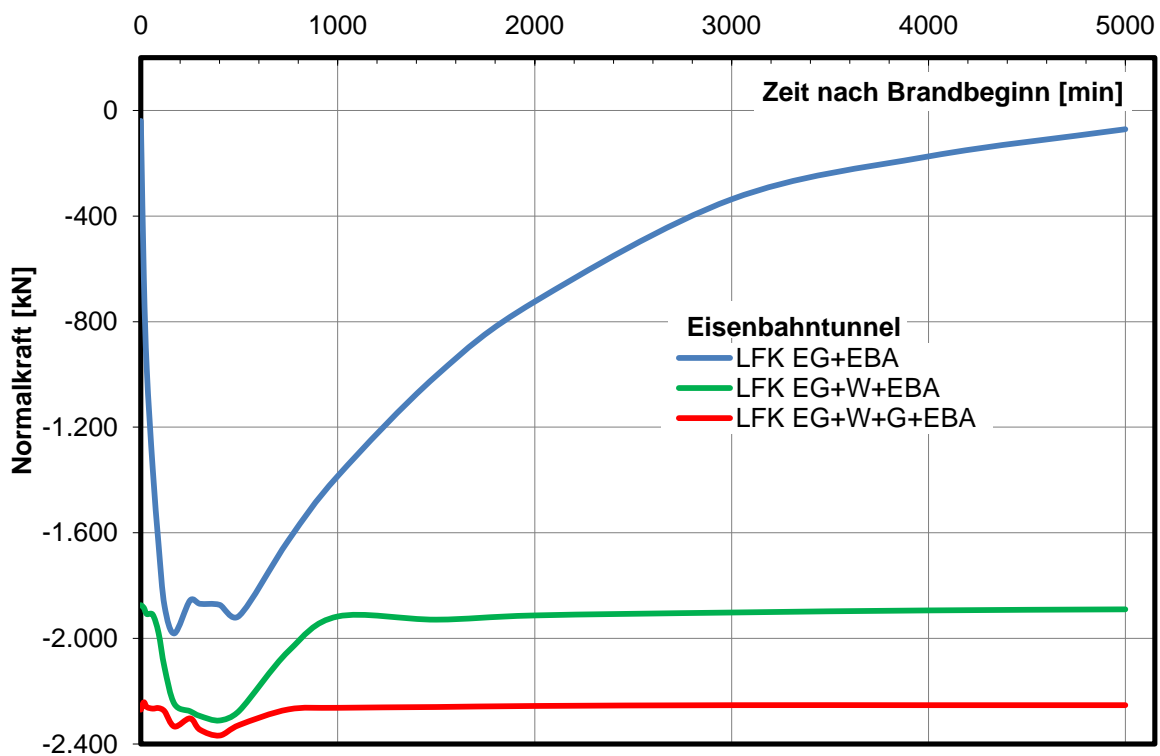


Abbildung 83: Eisenbahntunnel: Zeitlicher Normalkraftverlauf N_{Ed} für den Querschnittspunkt Firste

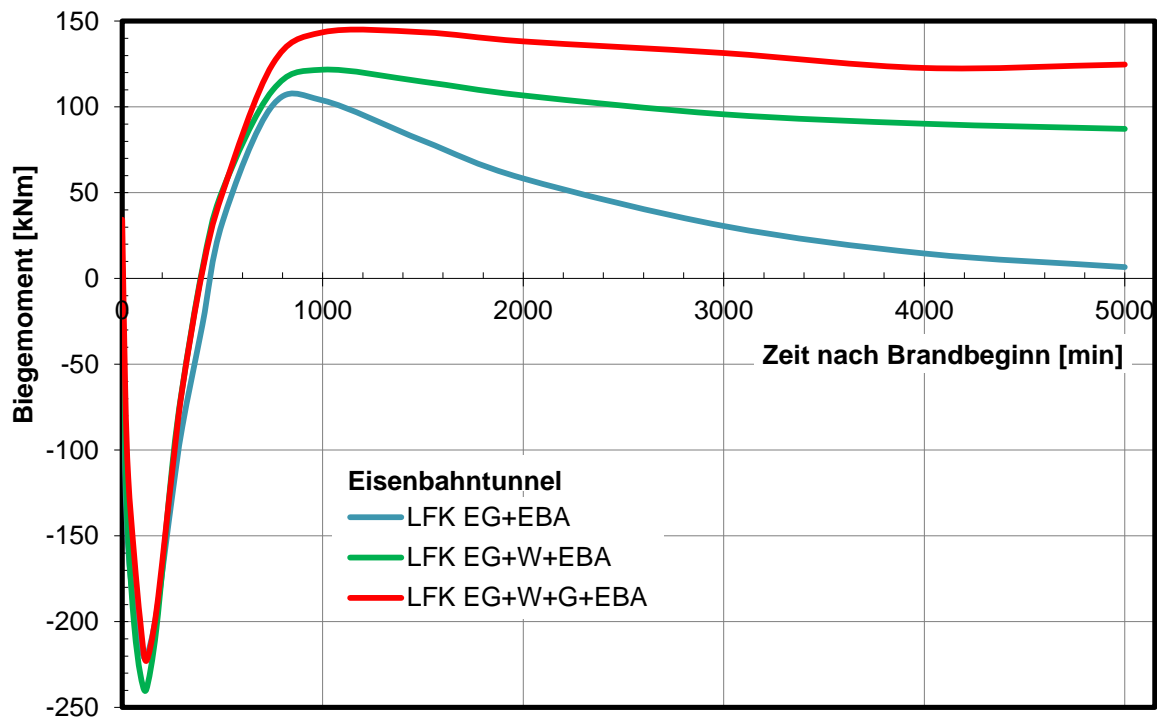


Abbildung 84: Eisenbahntunnel: Zeitlicher Biegemomentverlauf M_{Ed} für den Querschnittspunkt Firste

Die maximalen Zwangsdrucknormalkräfte treten im Zeitraum von 100 min bis 500 min und die max. Zwangsbiegemomente ca. zum Zeitpunkt 170 min nach Beginn der Brandeinwirkung auf. Das maximale Zwangsbiegemoment hat ein negatives Vorzeichen, was durch die Zwangsdruckspannungen auf der Innen- bzw. Luftseite und dem Hebelarm zur Systemlinie zu begründen ist. Mit fortschreitender Zeit dringt die Temperatur weiter in den Querschnitt ein. In Kombination mit der temperaturbedingten Reduzierung der Betondruckspannungen im luftseitigen Randbereich liegt ab einem Zeitpunkt von ca. 500 min der Schwerpunkt der Zwangsdruckspannungen hinter der Systemlinie in der erdseitigen Hälfte des Querschnitts. Dies hat eine Änderung des Vorzeichens des Biegemomentes zur Folge. Die Zwangsschnittkräfte bauen sich im weiteren Verlauf wieder ab und gehen bei der Lastfallkombination nur mit Eigengewicht in etwa wieder auf den Ursprungswert zum Brandbeginn zurück. In den Lastfallkombinationen mit zusätzlichem Wasserdruck sowie mit zusätzlichen Gebirgs- und Wasserdruck liegen geänderte Biegemomente gegenüber dem Ursprungswert vor. Dies ist so zu erklären, dass bei einer hohen Drucknormalkraftbeanspruchung aufgrund der temperaturbedingten irreversiblen Reduzierung der maximal aufnehmbaren Betondruckspannungen im luftseitigen Randbereich der Schwerpunkt des Druckspannungsverlaufes dauerhaft in der erdseitigen Hälfte des Querschnittes verbleibt.

In Abhängigkeit des Belastungsgrades der Innenschale aus den äußeren Einwirkungen resultieren deutlich unterschiedliche Zwangsschnittkräfte. Dies ist darauf zurückzuführen, dass entsprechend dem Belastungsgrad unterschiedliche mechanische bzw. spannungserzeugende Dehnungen vorliegen (siehe Gleichung 5.5 und 5.10).

5.4.3 Straßentunnel

Randbedingungen

Als repräsentativer Straßentunnel wird der Querschnitt entsprechend Abbildung 1 gewählt. Die gewählten Randbedingungen sind nachfolgend tabellarisch zusammengefasst.

Tabelle 24: Statische Randbedingungen des Straßentunnels

Betondicke Gewölbe [cm]	40
Betondicke Sohle [cm]	veränderlich, max. 65
Betongüte	C 30/37, quarzitischer Zuschlag, PP-Fasern
Betonstahl	B 500A
Gebirgsüberdeckung [m]	ca. 10 m
Max. Gebirgsdruck (Ansatz volle Überlagerung) [kN/m ²]	200
E-Modul – Gebirge (Tonstein) E [MN/m ²]	100
Außenradius R [m]	ca. 5,5 m
Radialer Bettungsmodul Gewölbe $k_R = E/R$ [MN/m ³]	18

Der Gebirgsdruck wird aufgrund der fehlenden Verbundwirkung zwischen Außen- und Innenschale durch den Einbau einer Folie radial ohne tangentielle Lastanteile angesetzt. Der Gebirgsdruck ist in der Abbildung 85 dargestellt.

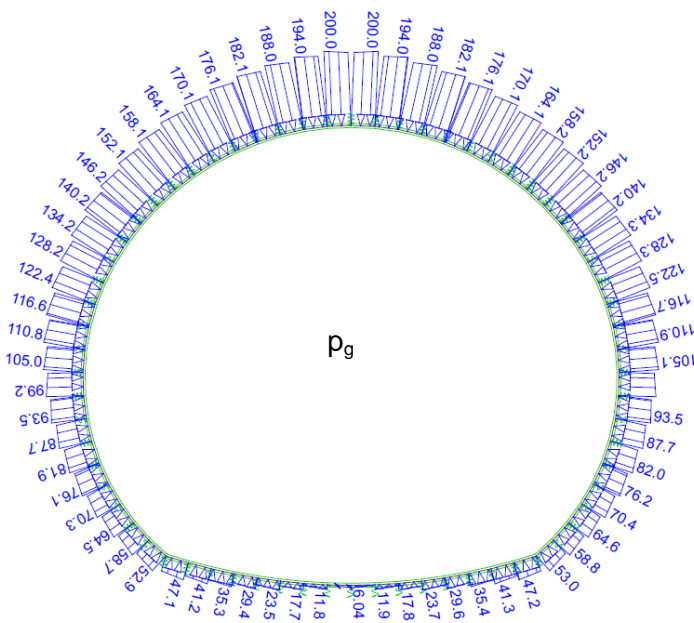


Abbildung 85: Straßentunnel: Gebirgsdruck p_g [kN/m²]

Kaltbemessung

Die Kaltbemessung wird für folgende Lastfallkombinationen durchgeführt:

LFK 1: Eigengewicht (EG)

LFK 2: Eigengewicht (EG) + Gebirgsdruck (G)

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist für einen drainierten Tunnel gemäß ZTV-ING [68] eine Begrenzung der Rissbreite erd- und luftseitig von 0,2 mm nachzuweisen.

In der Abbildung 86 sind die berechneten charakteristischen Schnittgrößen für die Lastfallkombination 2 (EG + G) dargestellt.

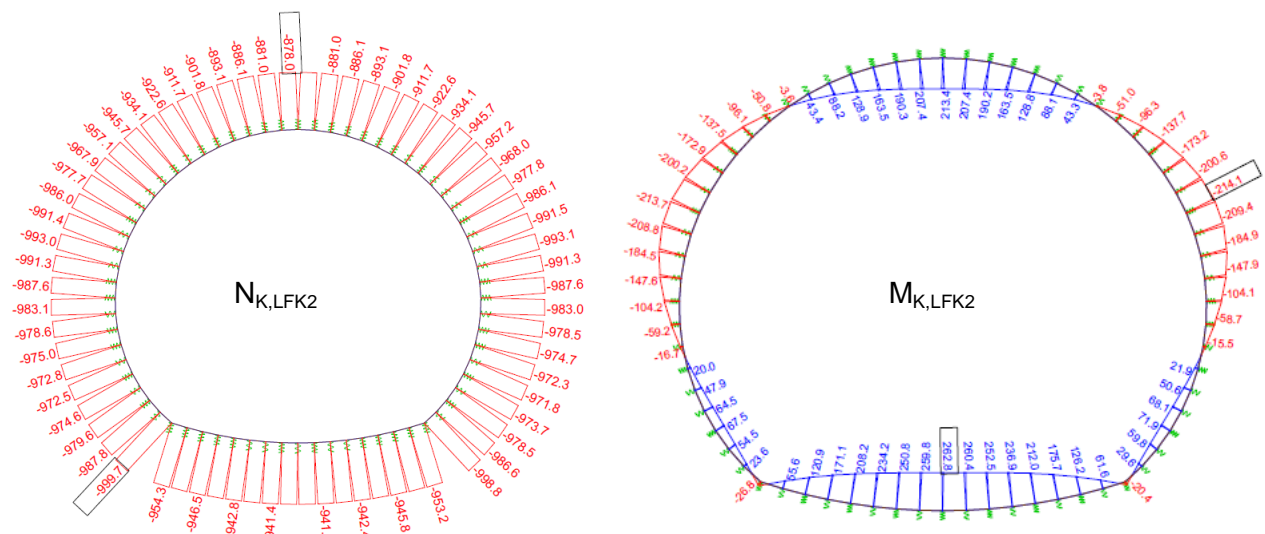


Abbildung 86: Straßentunnel: Normalkraft $N_{K,LFK2}$ [kN] und Biegemoment $M_{K,LFK2}$ [kNm] für LFK 2 (EG + G)

Die resultierende Bewehrung in Ringrichtung aus der Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit ist in der Abbildung 87 dargestellt. Die Mindestbewehrung für die Innenschalen beträgt $3,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ nach ZTV-ING [68]. Gewählt wird eine Mindestbewehrung von $5,4 \text{ cm}^2/\text{m}$. Darüber hinaus wird eine statisch erforderliche Biegebewehrung in der Firste luftseitig in einer Größenordnung von $12,8 \text{ cm}^2/\text{m}$ und in der Ulme erdseitig von $10,4 \text{ cm}^2/\text{m}$ erforderlich. Als Betondeckung ist gemäß ZTV-ING [68] $\text{nom } c = 6 \text{ cm}$ vorzusehen.

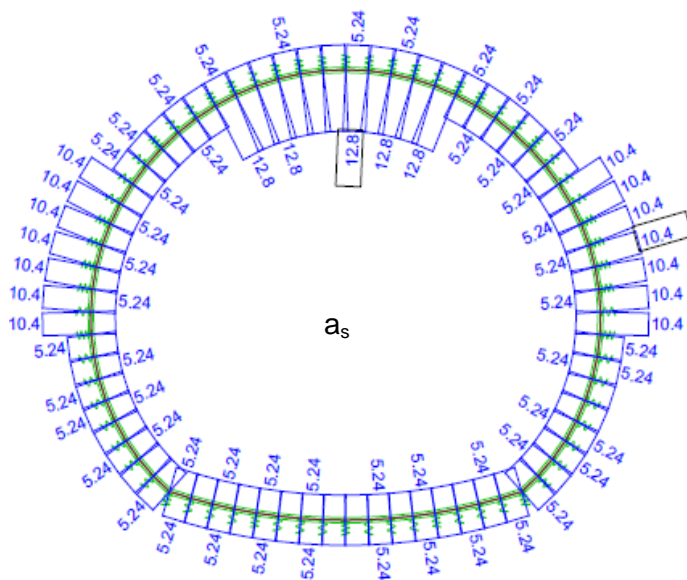


Abbildung 87: Straßentunnel: Erforderliche Bewehrung a_s [cm²/m] in Ringrichtung aus Kaltbemessung [cm²/m]

Rechnerischer Nachweis des Brandfalls

Der rechnerische Nachweis des Brandfalls wird analog zur Kaltbemessung für folgende Lastfallkombinationen durchgeführt:

LFK 101: Eigengewicht (EG) + ZTV-ING-Brandkurve

LFK 102: Eigengewicht (EG) + Gebirgsdruck (G) + ZTV-ING-Brandkurve

Die rechnerischen Nachweise für den Brandfall konnten ohne das Erfordernis einer Zusatzbewehrung für den Zeitraum von $t = 0$ min bis $t = 5000$ min nach Brandbeginn geführt werden. Exemplarisch werden in der Abbildung 88 die berechneten Normalkräfte und Biegemomente im Tunnelquerschnitt für die Lastfallkombination 102 (EG + G + ZTV-ING) zum Zeitpunkt $t = 120$ min nach Brandbeginn dargestellt.

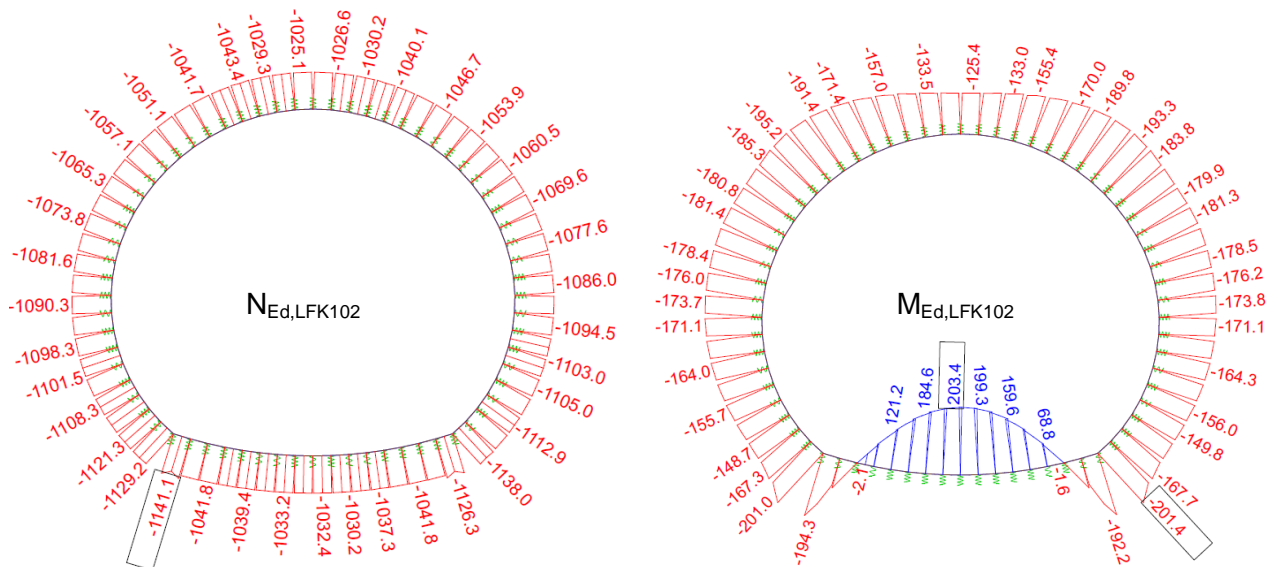


Abbildung 88: Straßentunnel: Normalkraft $N_{Ed, LFK102}$ [kN] und Biegemoment $M_{Ed, LFK102}$ für LFK 102 (EG+G+ZTV-ING), $t = 120$ min nach Brandbeginn

Die Abbildung 89 und Abbildung 90 zeigen den Verlauf der Normalkraft und des Biegemomentes im Firstpunkt von Brandbeginn bis zum wiederabgekühlten Zustand.

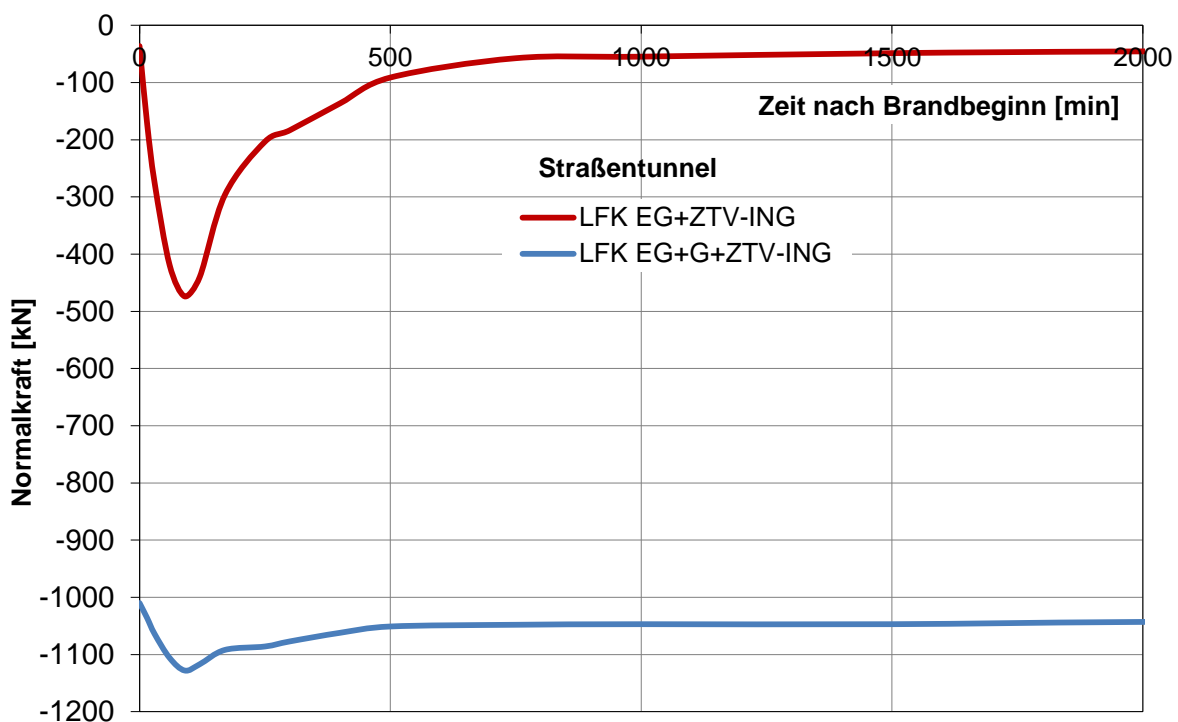


Abbildung 89: Straßentunnel: Zeitlicher Normalkraftverlauf $N_{Ed, LFK102}$ für den Querschnittspunkt Firste

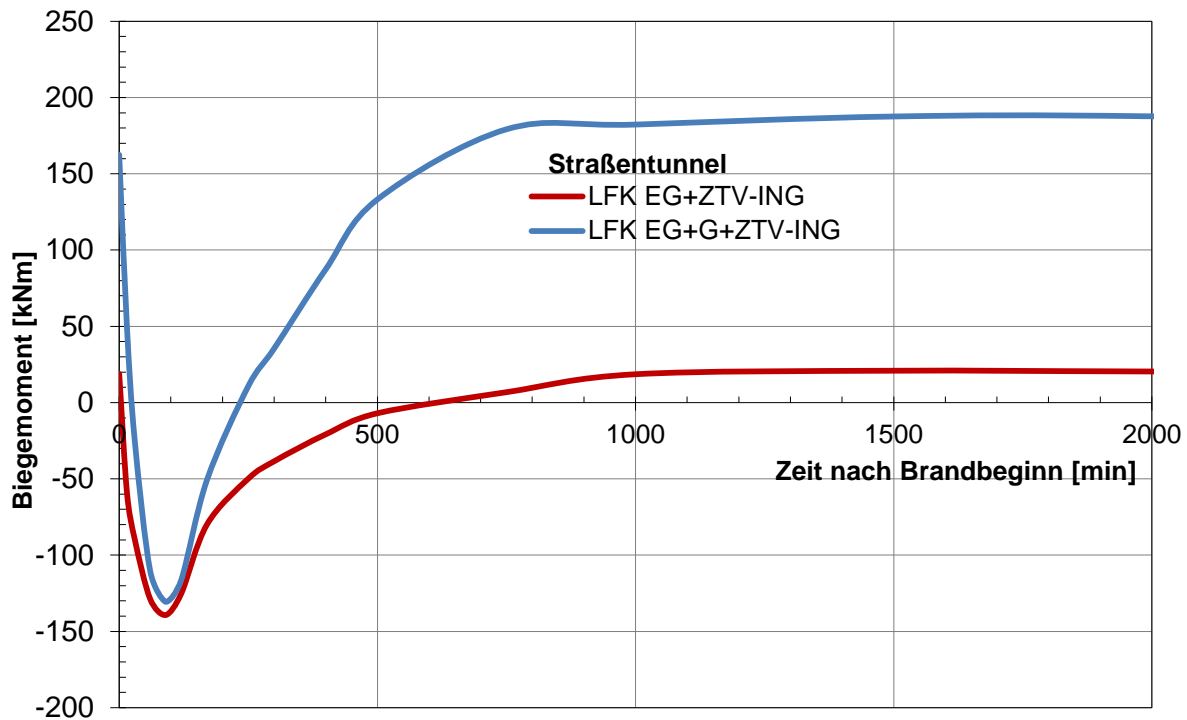


Abbildung 90: Straßentunnel: Zeitlicher Biegemomentenverlauf $M_{Ed, LFK102}$ für den Querschnittspunkt Firste

Der grundsätzliche Verlauf der Schnittkräfte über die Zeit stimmt mit den Berechnungsergebnissen des Eisenbahntunnels entsprechend Kapitel 5.4.2 überein. Es wird auf die Erläuterungen hierzu verwiesen. Gegenüber dem Eisenbahntunnel sind die aus dem Brand resultierenden Zwangsnormalkräfte geringer, da eine geringere Verformungsbehinderung durch die niedrigere Bettung vorliegt. Ein höherer Ausnutzungsgrad der Biegezugbewehrung in der Firste luftseitig und in der Ulme erdseitig liegt nicht vor, da keine höheren Biegemomente in der Erwärmungs- und Abkühlphase auftreten.

5.5 Sensitivitätsuntersuchungen

5.5.1 Allgemeines

Der Einfluss aus einer möglichen Bandbreite der Brandeinwirkungen und der thermomechanischen Materialeigenschaften des Betons auf das rechnerische Tragverhalten im Brandfall wird für die repräsentativen Tunnelquerschnitte auf Basis von rechnerischen Sensitivitätsuntersuchungen bewertet.

5.5.2 Brandeinwirkungen

Entsprechend den Ausführungen im Kapitel 3.2 liegt aktuell kein Handlungsbedarf zur Änderung der nationalen Bemessungs-Brandkurven, d. h. der ZTV-ING-Kurve für Straßentunnel und der EBA-Kurve für Eisenbahntunnel, vor [4]. Bei ungünstigen Randbedingungen sind aber Brände mit längeren Vollbranddauern und höherer Temperatur nicht auszuschließen. Um die Auswirkung der Vollbranddauer und der höheren Temperatur auf das rechnerische Tragverhalten der repräsentativen Tunnelquerschnitte im Brandfall zu bewerten, werden folgende Brandeinwirkungen berücksichtigt:

- ZTV-ING-Kurve: Höchsttemperatur 1.200 °C, Vollbranddauer 25 min.
- EBA-Kurve: Höchsttemperatur 1.200 °C, Vollbranddauer 55 min.
- Modifizierte Kurve: Höchsttemperatur 1.300 °C, Vollbranddauer 90 min.

Nachfolgend zeigen Abbildung 91 bis Abbildung 93 die mit HYDRA [60] berechneten Temperatureindringkurven im Betonquerschnitt für die gewählten Brandeinwirkungen.

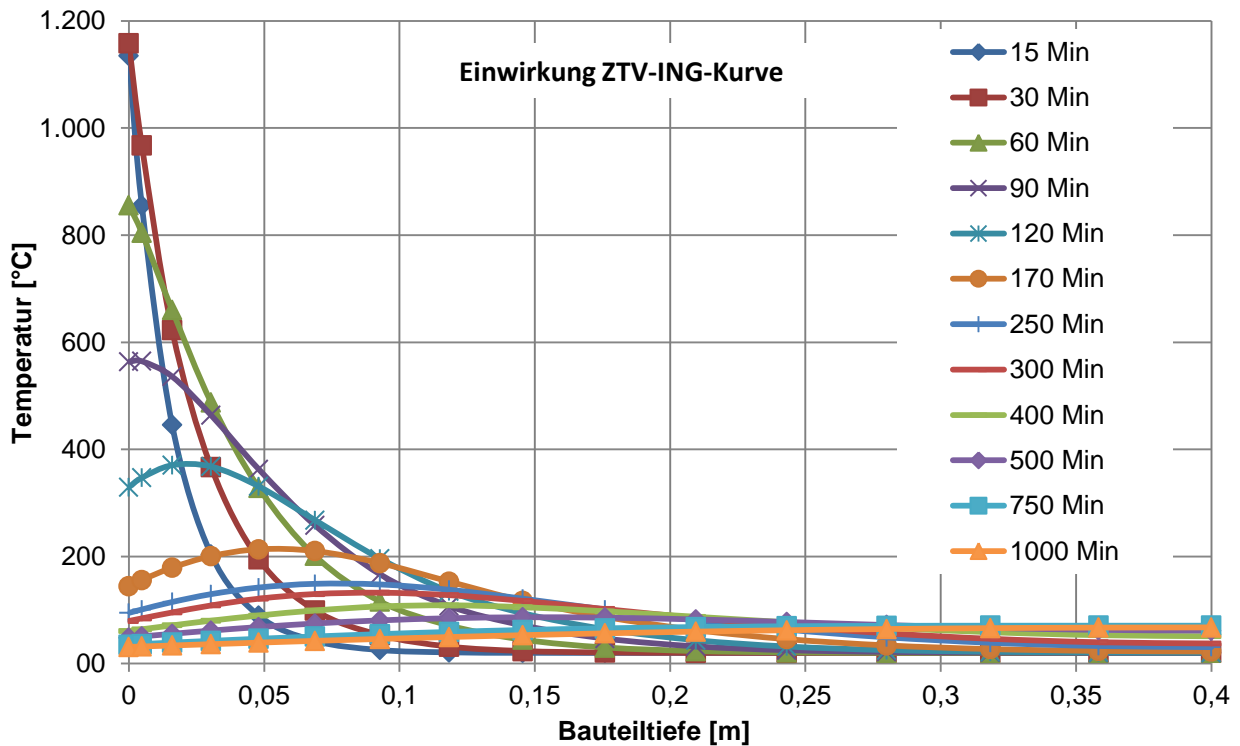


Abbildung 91: Temperaturverteilung im Beton unter Einwirkung der ZTV-ING-Kurve

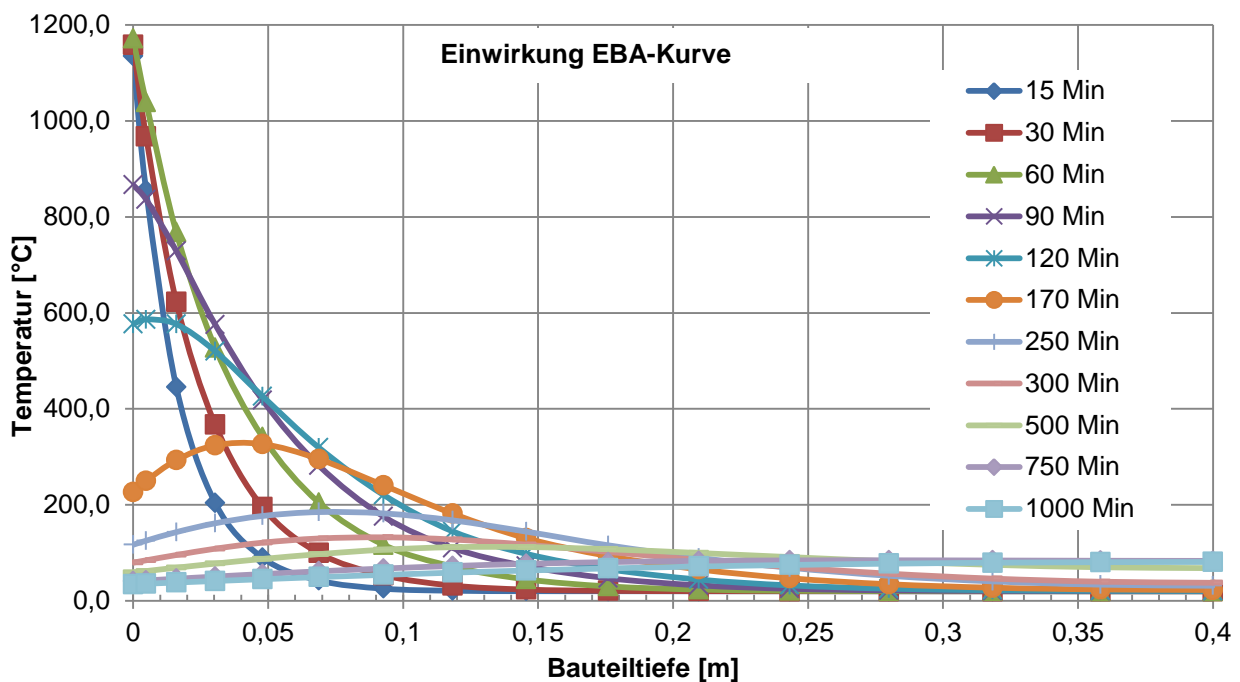


Abbildung 92: Temperaturverteilung im Beton unter Einwirkung der EBA-Kurve

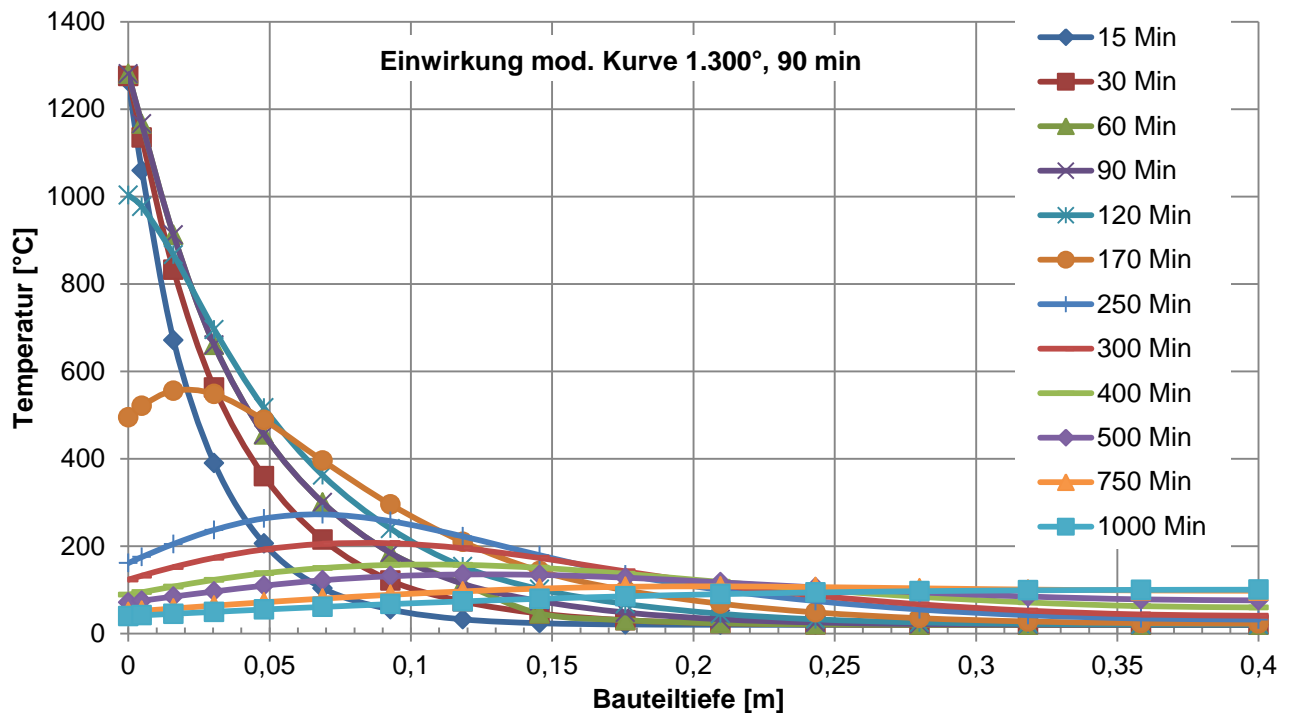


Abbildung 93: Temperaturverteilung im Beton unter Einwirkung der modifizierten Kurve (Höchsttemperatur: 1.300 °C, Vollbranddauer 55 min)

Die Temperaturen dringen mit zunehmender Vollbranddauer und größerer Höchsttemperatur tiefer in den Querschnitt ein. Dies zeigt der nachfolgende Vergleich der rechnerischen Maximaltemperatur in der Tiefenlage der luftseitigen Bewehrung. Bei einer Betondeckung von 6 cm und der Berücksichtigung von außenliegenden Bügeln und Längsbewehrung wird einen Tiefenlage der luftseitigen Tragbewehrung in Ringrichtung von 7 cm angesetzt.

Tabelle 25: Temperatur luftseitige Bewehrung in 7 cm Tiefe in Abhängigkeit der Brandeinwirkung

Brandeinwirkung	Max. Temperatur in 7 cm Tiefe [°C]	Eintritt nach [min]
ZTV-ING-Kurve	270	ca. 120
EBA-Kurve	319	ca. 120
Mod. Kurve:1300°C, 90 min	390	ca. 170

Bei der EBA-Kurve und der modifizierten Kurve wird die nach ZTV-ING einzuhaltende Betonstahl-Temperatur von 300 °C überschritten. Bis zur kritischen Temperatur des warmgewalzten Betonstahles von 550 °C (siehe auch Kapitel 2.5.4) liegt jedoch ein ausreichender Sicherheitsabstand vor.

Bei der Bewertung der Temperaturen ist zudem die Beanspruchungssituation einzubeziehen. Die maximalen Temperaturen in der luftseitigen Bewehrung treten in einem Zeitraum auf, bei dem für die untersuchten Tunnelquerschnitte aus den Zwangsschnittkräften keine Zugbeanspruchung der luftseitigen Bewehrung im Gewölbe vorliegt. Im Zuge der Wiederabkühlung und der sich damit ändernden Beanspruchungssituation mit möglicher Zugbeanspruchung der luftseitigen Bewehrung erlangt der Betonstahl seine ursprüngliche Festigkeit wieder. Die Verwendung eines warmgewalzten Stahls wird dabei vorausgesetzt. Eine mögliche Einschränkung der Tragwirkung der luftseitigen Bewehrung durch die hohen Temperaturen kann aber in der reduzierten Verbundtragwirkung durch die irreversible Materialschädigung des Betons im wiederabgekühlten Zustand begründet sein. Gemäß DIN EN 1992-1-1 [87] haben die Verbundfestigkeiten Einfluss

bei der Ermittlung der Verankerungslänge der Bewehrung im Rahmen der Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und bei der Rissbreitenberechnung im Rahmen der Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Als kritisch wird eine Reduzierung der Verbundfestigkeit auf ca. 50 % des charakteristischen Wertes gesehen, da hiermit das Niveau des Gebrauchszustands (ohne Teilsicherheiten auf der Einwirkungs- und Widerstandseite) erreicht wird. Auf Basis der im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten experimentellen Untersuchungen liegt unter Einbeziehung der zusätzlichen Festigkeitsverluste in der Abkühlphase eine Restdruckfestigkeit von 50 % bei einer Temperatur von ca. 400°C vor (siehe Abbildung 46). Aufgrund der linearen Abhängigkeit zwischen der Druckfestigkeit und der Verbundfestigkeit gemäß DIN EN 1992-1-1 [87] wird davon ausgegangen, dass die Restverbundfestigkeit bei 400 °C ebenfalls 50 % beträgt. Bei dieser Restverbundfestigkeit ist der Grenzzustand der Tragfähigkeit im Rahmen einer außergewöhnlichen Bemessungssituation rechnerisch gegeben. Der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit mit Begrenzung der Rißbreiten auf der brandzugewandten Seite kann nicht sichergestellt werden. Dieser Nachweis ist aber im Rahmen einer außergewöhnlichen Bemessungssituation im Normenwerk [78], [89] auch nicht gefordert.

Die kritische Temperatur von 400°C liegt bei Einwirkung der ZTV-ING-Kurve gemäß Abbildung 91 in einer Tiefe von ca. 4 cm und bei der Einwirkung der EBA-Kurve gemäß Abbildung 92 in einer Tiefe von ca. 5 cm vor. Bei einem Abstand der Tragbewehrung zum Bauteilrand von ca. 7 cm und einer erforderlichen Betondeckung zur Sicherstellung der Verbundwirkung von ca. 1 cm (nach DIN EN 1992-1-1 [87] \geq Stabdurchmesser der Tragbewehrung) ergibt sich die relevante Tiefenlage für die einzuhaltende kritische Temperatur von 400°C bei ca. 6 cm zum Bauteilrand. Bei der sehr konservativen Annahme, dass die Betonabplatzungen bereits zum Beginn der Brandbeanspruchung vollständig auftreten, können Abplatztiefen von 2 cm bei Einwirkung der ZTV-ING-Kurve sowie 1 cm bei Einwirkung der EBA-Kurve als tolerierbar zur Sicherstellung einer ausreichenden Restverbundfestigkeit gesehen werden.

Zum Ansatz der Restverbundtragwirkung nach einem Brandfall wird in der Fachwelt weiterhin Forschungsbedarf gesehen [5]. So kann zum Beispiel eine temperaturbedingte Rissbildung im Bereich der Betondeckung das Verbundversagen in Form von Betonspalten beeinflussen [5].

Nachfolgend werden die Ergebnisse der rechnerischen Nachweise des Brandfalls für die verschiedenen Brandeinwirkungen in Form der zeitabhängigen Verläufe der Normalkraft und des Biegemomentes im Firstpunkt dargestellt. Es werden jeweils die Lastfallkombinationen mit den maximalen mechanischen Einwirkungen, d. h. für den Eisenbahntunnel das Eigengewicht, der Gebirgsdruck und der Wasserdruck und für den Straßentunnel das Eigengewicht und der Gebirgsdruck berücksichtigt. Die Berechnungen wurden mit der Software TALPA [61] durchgeführt. Im Ergebnis konnte der bauliche Brandschutz für alle Brandeinwirkungen rechnerisch nachgewiesen werden.

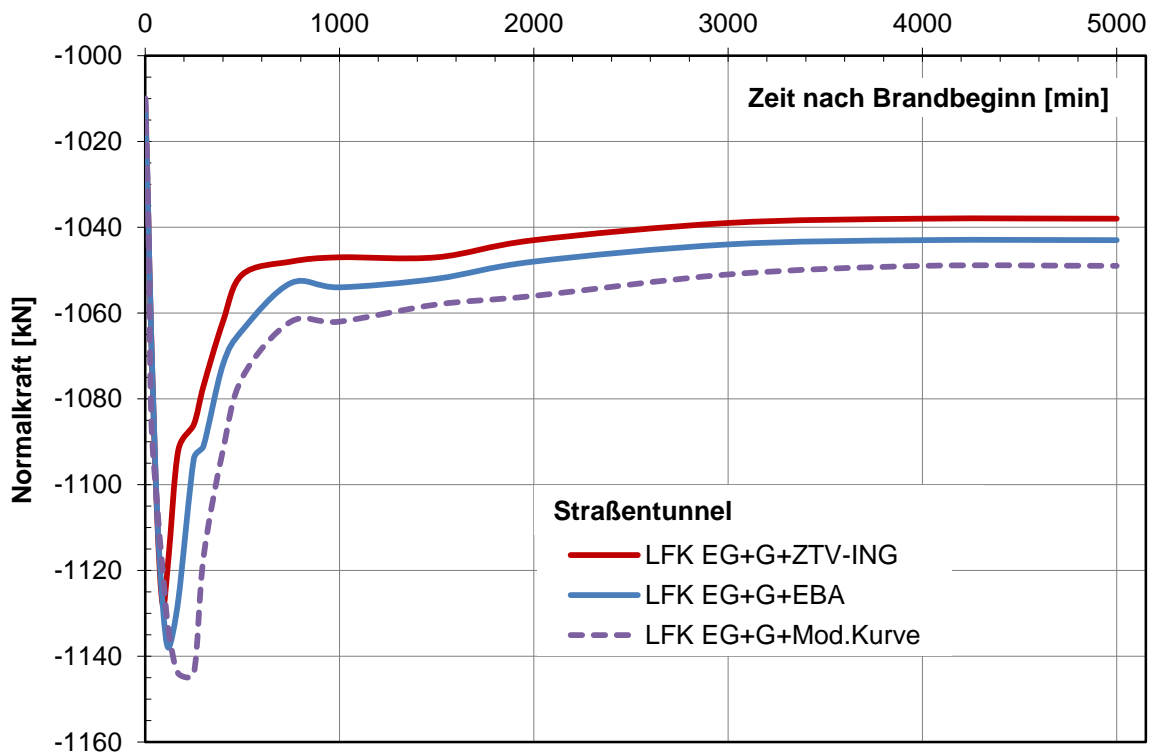


Abbildung 94: Straßentunnel: Zeitlicher Normalkraftverlauf N_{Ed} für den Querschnittspunkt Firste für verschiedene Brandeinwirkungen

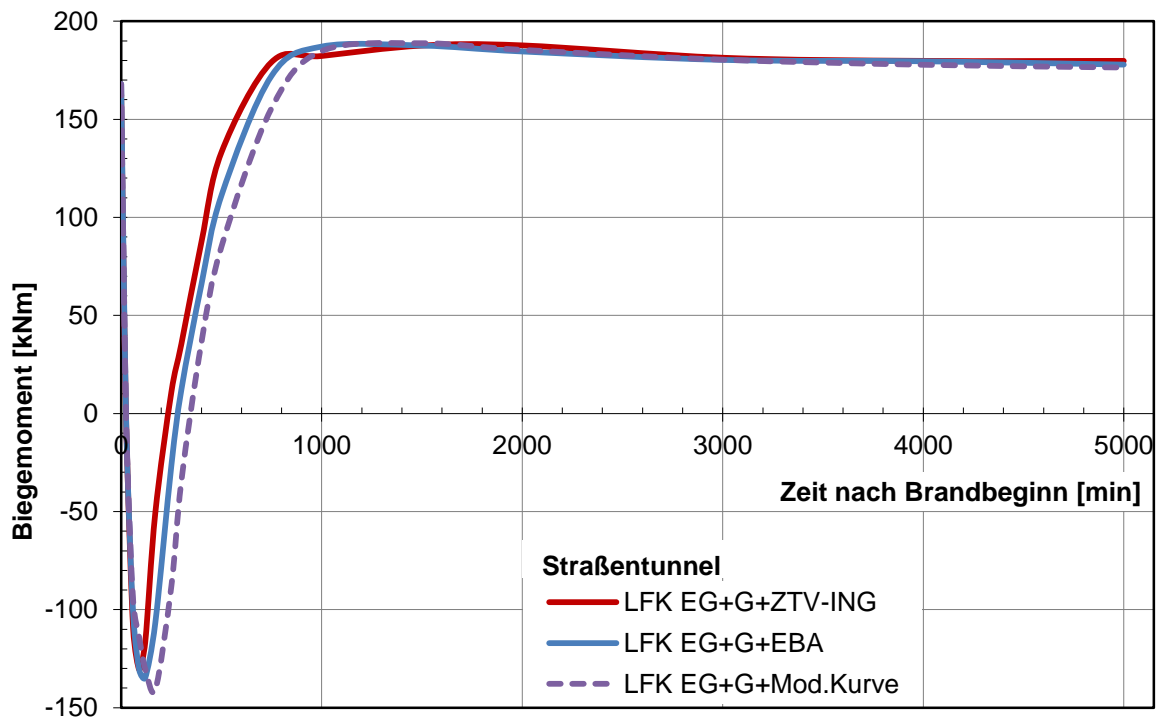


Abbildung 95: Straßentunnel: Zeitlicher Biegemomentenverlauf M_{Ed} für den Querschnittspunkt Firste für verschiedene Brandeinwirkungen

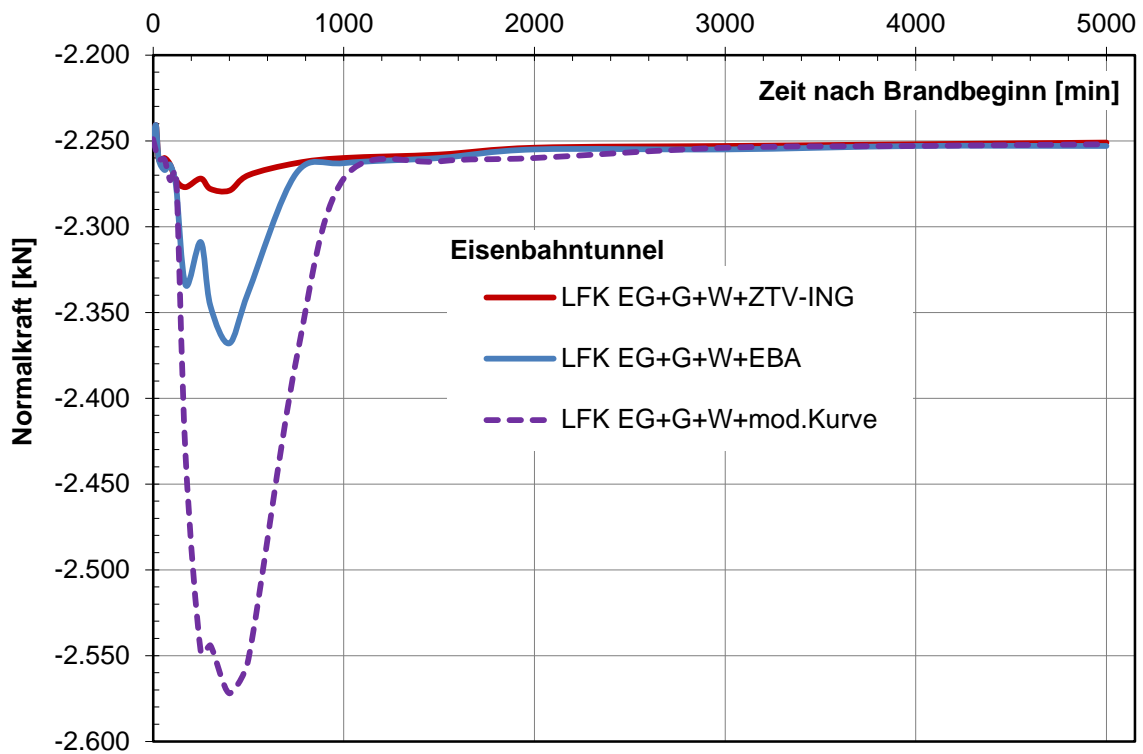


Abbildung 96: Eisenbahntunnel: Zeitlicher Normalkraftverlauf N_{Ed} für den Querschnittspunkt Firste für verschiedene Brandeinwirkungen

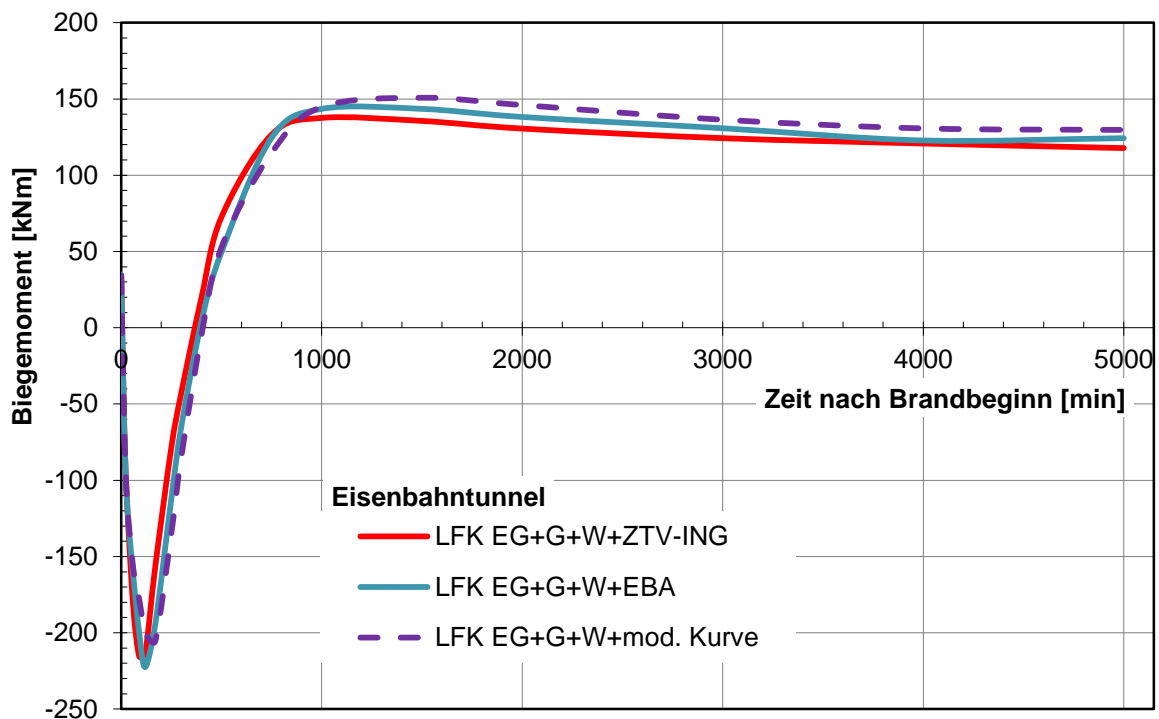


Abbildung 97: Eisenbahntunnel: Zeitlicher Biegemomentenverlauf M_{Ed} für den Querschnittspunkt Firste für verschiedene Brandeinwirkungen

Es zeigt sich, dass aus einer längeren Vollbranddauer und einer höheren Brandtemperatur höhere Zwangsschnittkräfte resultieren. Bei dem Straßentunnel mit der geringen Bettung sind die

Erhöhungen nicht signifikant. Bei dem Eisenbahntunnel mit der hohen Bettung liegen die maximalen Normalkräfte in der Firste bei der Einwirkung der EBA-Kurve um 5 % und bei der Einwirkung der modifizierte Brandkurve um 8 % höher gegenüber der Einwirkung der ZTV-ING-Kurve. Bei den Biegemomenten sind keine signifikanten Änderungen festzustellen.

5.5.3 Materialeigenschaften

Für die rechnerischen Sensitivitätsuntersuchungen werden die mögliche Bandbreiten der thermischen Dehnungen, der Wärmeleitfähigkeit und der temperaturabhängigen Reduzierung der Druckfestigkeit und des E-Moduls auf Basis der Bewertung der experimentellen Untersuchungen im Kapitel 4.4 berücksichtigt.

Bandbreite der thermischen Dehnungen und der Wärmeleitfähigkeit

Für eine Bewertung des Einflusses der thermischen Dehnungen wird die mögliche Bandbreite über drei verschiedene Ansätze berücksichtigt (siehe Abbildung 47):

- Thermische Dehnung für quarzitären Zuschlag nach DIN EN 1992-1-2 [89]
- Thermische Dehnung für kalzitischen Zuschlag nach DIN EN 1992-1-2 [89]
- Modifizierte thermische Dehnung für PP-Faserbeton mit kalzitischen Zuschlag aus den Versuchen 1.19 und 1.20

Bei den obigen drei Varianten wird für die Wärmeleitfähigkeit die obere Grenze entsprechend der Regelung des nationalen Anhangs der DIN EN 1992-1-2 [90] angesetzt. Für eine Bewertung des Einflusses der Wärmeleitfähigkeit wird für die Variante mit dem quarzitären Zuschlag die modifizierte Wärmeleitfähigkeit entsprechend der Nachrechnung von Temperaturmesswerten aus Großbrandversuchen [58] angesetzt (siehe Abbildung 69).

In den Abbildungen Abbildung 98 bis Abbildung 101 sind die Ergebnisse der rechnerischen Untersuchungen in Form der Verläufe der Zwangsschnittgrößen im Firstpunkt über die Zeit für die verschiedenen Ansätze der thermischen Dehnungen und der Wärmeleitfähigkeit dargestellt. Im Ergebnis konnte der bauliche Brandschutz für alle Variationen der Materialeigenschaften nachgewiesen werden.

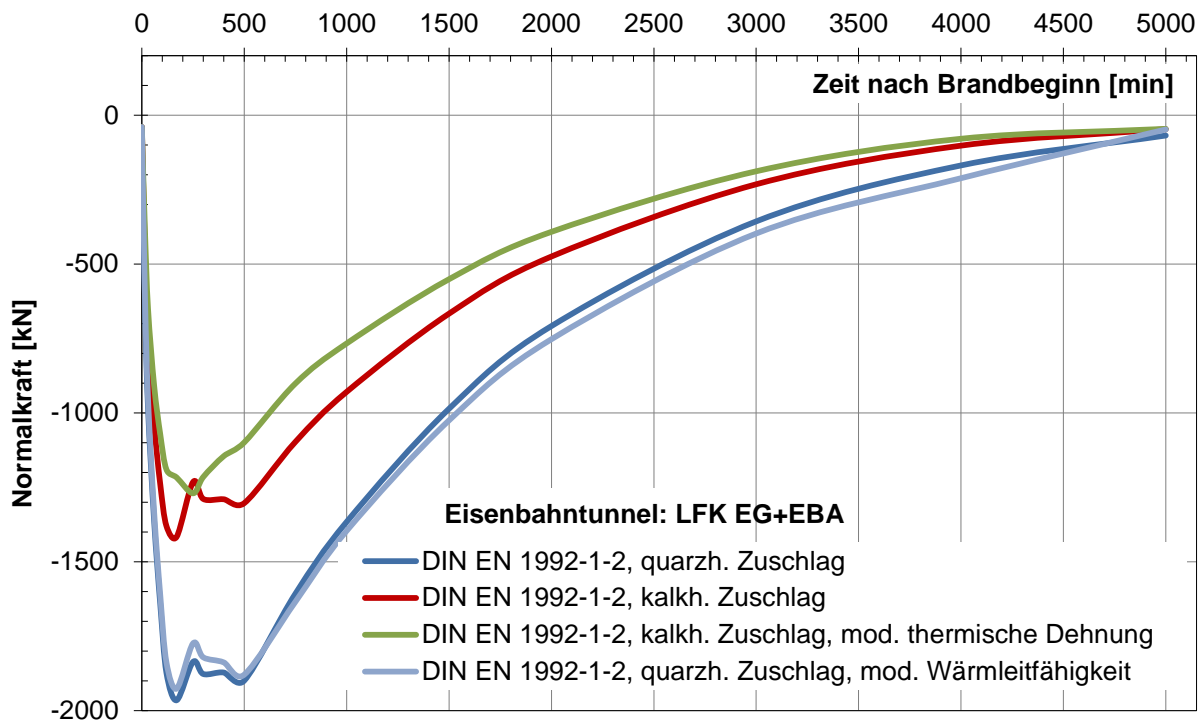


Abbildung 98: Eisenbahntunnel: Zeitlicher Normalkraftverlauf N_{Ed} für den Querschnittspunkt Firste für Variation thermische Dehnung und Wärmeleitfähigkeit

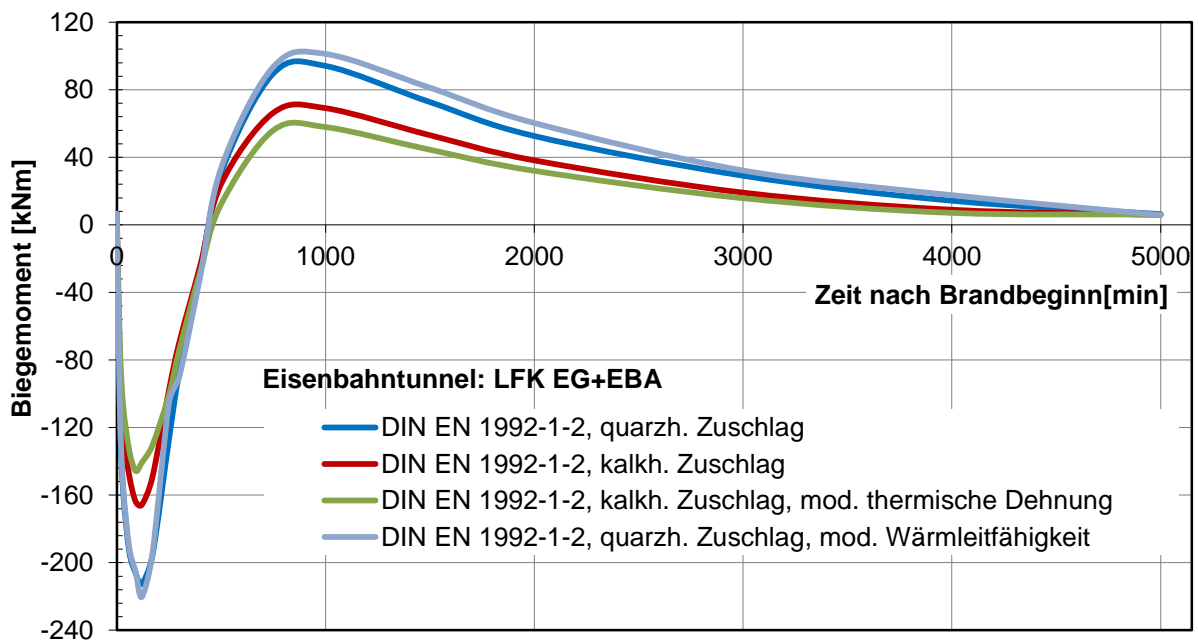


Abbildung 99: Eisenbahntunnel: Zeitlicher Biegemomentenverlauf M_{Ed} für den Querschnittspunkt Firste für Variation thermische Dehnung und Wärmeleitfähigkeit

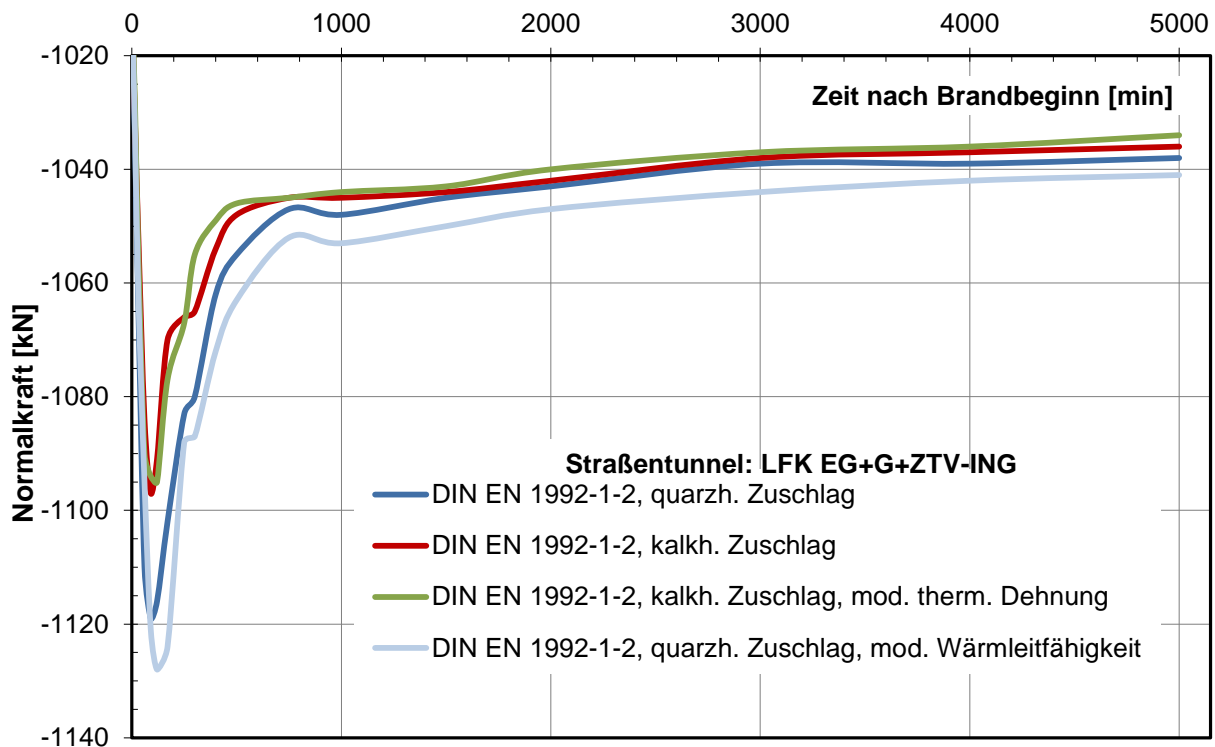


Abbildung 100: Straßentunnel: Zeitlicher Normalkraftverlauf N_{Ed} für den Querschnittspunkt Firste für Variation thermische Dehnung und Wärmeleitfähigkeit

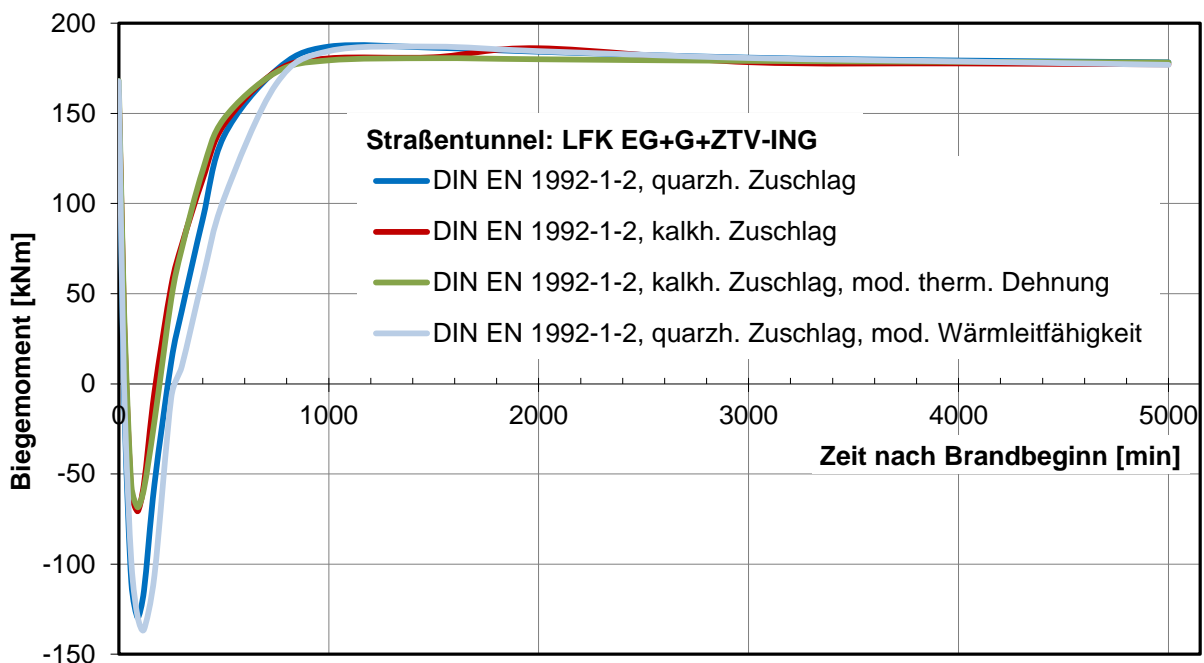


Abbildung 101: Straßentunnel: Zeitlicher Biegemomentenverlauf M_{Ed} für den Querschnittspunkt Firste für Variation thermische Dehnung und Wärmeleitfähigkeit

Der Ergebnisvergleich der Normalkraftverläufe zeigt, dass die Zwangsnormalkraft aus der Berücksichtigung eines Betones mit kalzitischem Zuschlag gegenüber quarzitischem Zuschlag geringer ist. Dies ist auf den steileren Anstieg des Kurvenverlaufes beim quarzitischem Zuschlag, d. h. auf die größere Temperaturdehnzahl, zurückzuführen (siehe Abbildung 47). Der Ansatz der

modifizierten thermischen Dehnung aus den Versuchen 1.19/1.20 zeigt keine signifikante Änderungen der Zwangsnormalkraft gegenüber dem normativen Ansatz der thermischen Dehnungen von Beton mit kalzitischem Zuschlag. Dies ist mit den vergleichbaren Steigungen der thermischen Dehnung, d. h. den Temperaturdehnzahlen, zu begründen (siehe Abbildung 47). Der Unterschied im Maximalwert der normativen thermischen Dehnungen von 12 ‰ beim kalzitischen Zuschlag gegenüber ca. 9 ‰ gemäß Versuchsergebnissen hat aufgrund der deutlichen Materialschädigungen im Temperaturbereich größer 700 °C keine signifikanten Auswirkungen auf die Zwangsnormalkraft.

Der Ergebnisvergleich der Zwangsnormalkräfte aus den beiden unterschiedlichen Ansätzen der Wärmeleitfähigkeit gemäß Abbildung 69 zeigt keine signifikanten Änderungen.

Bandbreite der temperaturabhängigen Reduzierung der Druckfestigkeit und des E-Moduls

Für eine Bewertung des Einflusses der temperaturabhängigen Reduzierung der Druckfestigkeit und des E-Moduls werden zwei verschiedene Ansätze für die rechnerischen Untersuchungen gewählt, und zwar eine geringe und eine hohe temperaturabhängige Reduzierung auf Basis der Bewertung der experimentellen Untersuchungen im Kapitel 4.4. In der Abbildung 56 und der Abbildung 57 sind die temperaturabhängigen Grenzwertverläufe differenziert für die Druckfestigkeit und den E-Modul dargestellt.

Die von der Norm abweichenden Reduzierungsfaktoren für die Druckfestigkeiten und den E-Modul werden in der Software TALPA [61] über benutzerdefinierte, temperaturabhängige Spannungs-Dehnungslinien berücksichtigt. Die Vorgehensweise zur Ermittlung der benutzerdefinierten Spannungs-Dehnungslinien kann dem Anhang B entnommen werden.

In den Abbildungen Abbildung 102 bis Abbildung 105 sind die Ergebnisse der rechnerischen Untersuchungen in Form der Verläufe der Zwangsschnittgrößen im Firstpunkt über die Zeit für die Bandbreiten der Festigkeit und des E-Moduls im Vergleich zu dem normativen Ansatz dargestellt. Die thermischen Dehnungen und die Wärmeleitfähigkeit sind bei allen drei Ansätzen entsprechend der DIN EN 1992-1-2 [89] berücksichtigt. Im Ergebnis konnte der bauliche Brandschutz für alle Variationen rechnerisch nachgewiesen werden.

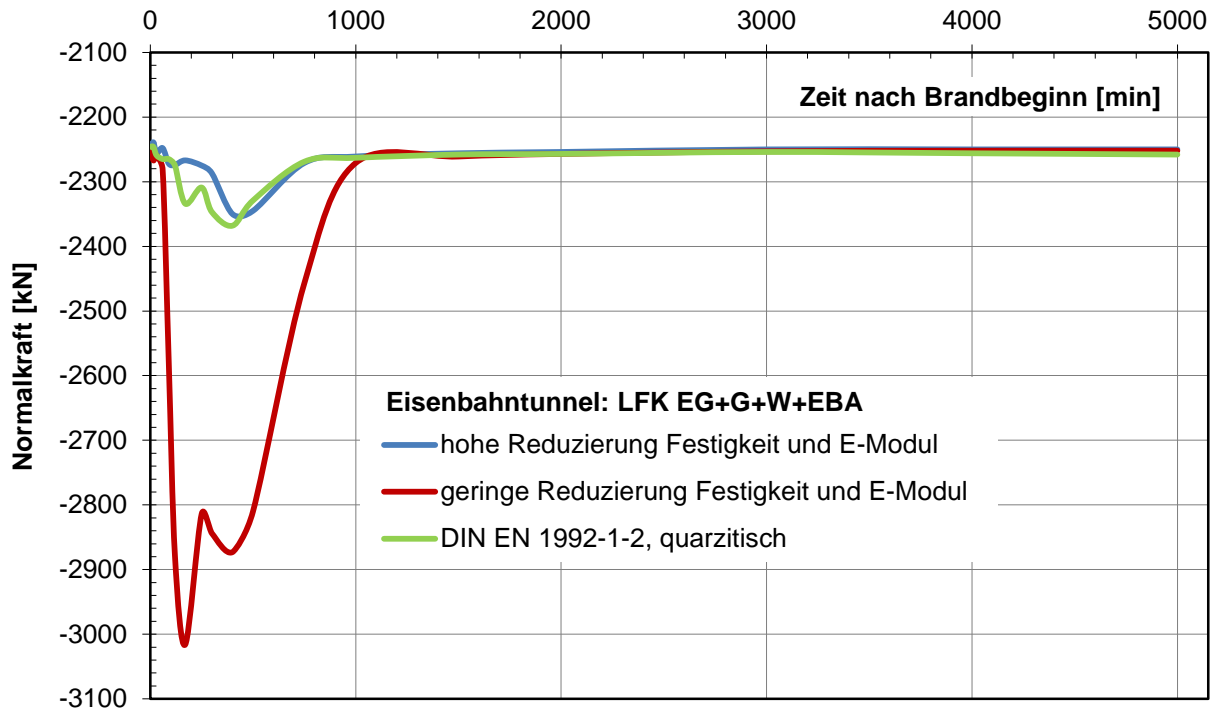


Abbildung 102: Eisenbahntunnel: Zeitlicher Normalkraftverlauf N_{Ed} für den Querschnittspunkt Firste für Variation temperaturabhängige Druckfestigkeit und E-Modul

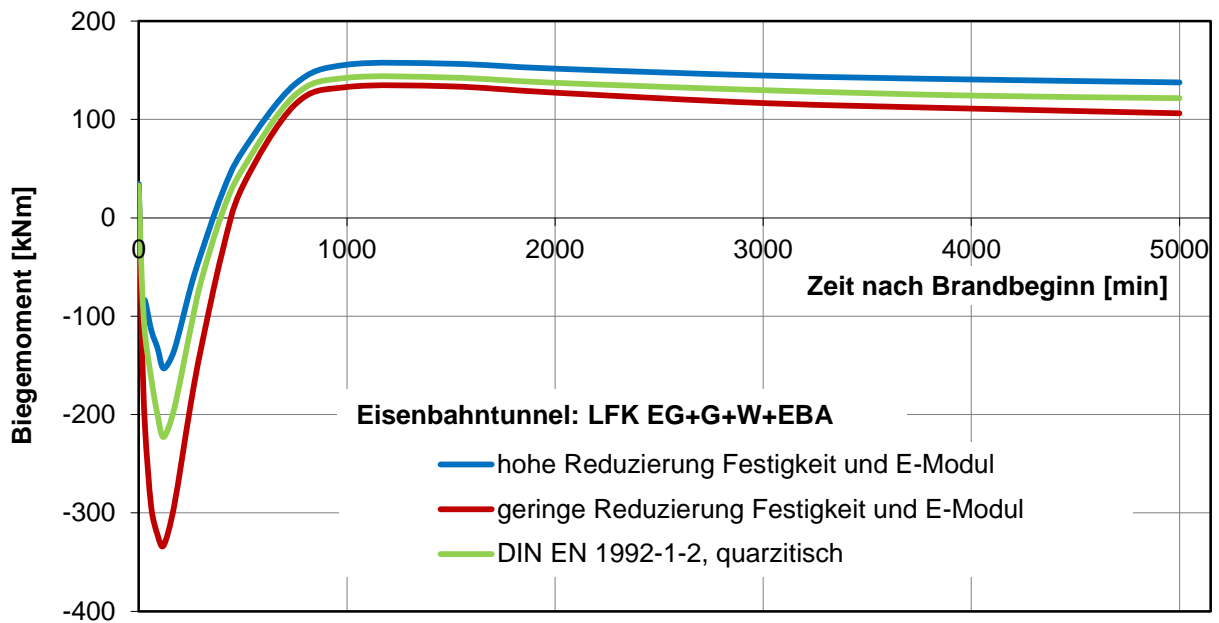


Abbildung 103: Eisenbahntunnel: Zeitlicher Biegemomentenverlauf M_{Ed} für den Querschnittspunkt Firste für Variation temperaturabhängige Druckfestigkeit und E-Modul

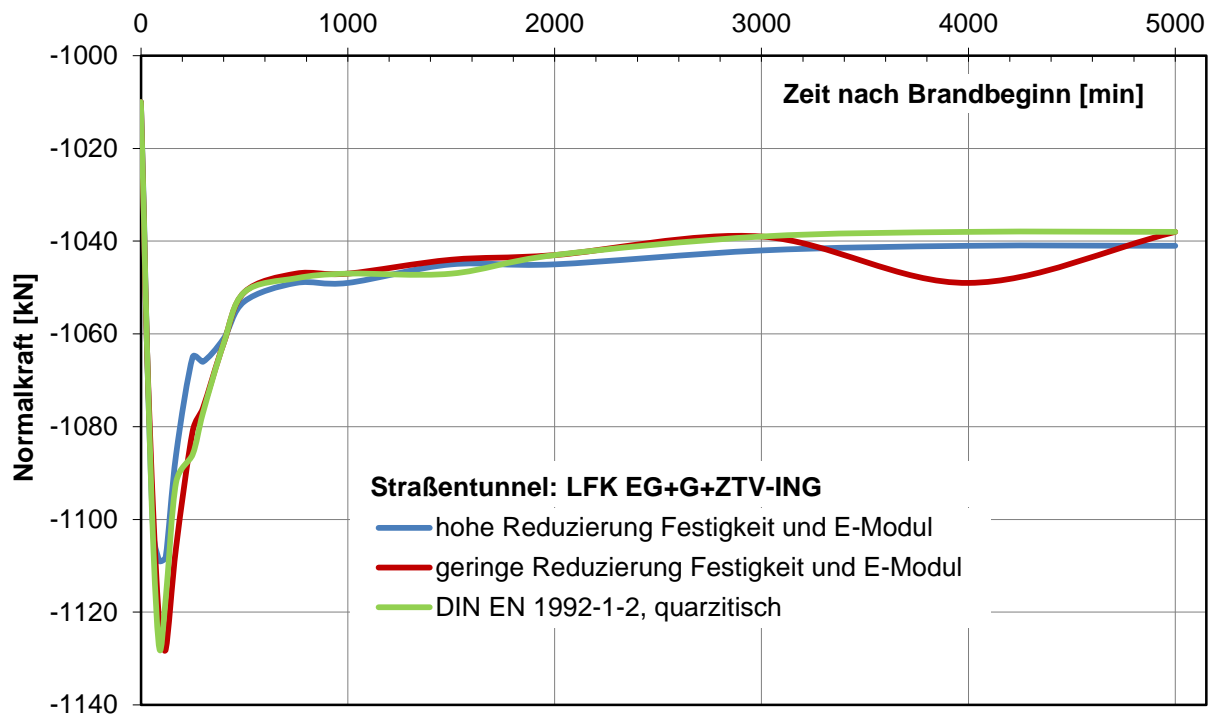


Abbildung 104: Straßentunnel: Zeitlicher Normalkraftverlauf N_{Ed} für den Querschnittspunkt Firste für Variation temperaturabhängige Druckfestigkeit und E-Modul

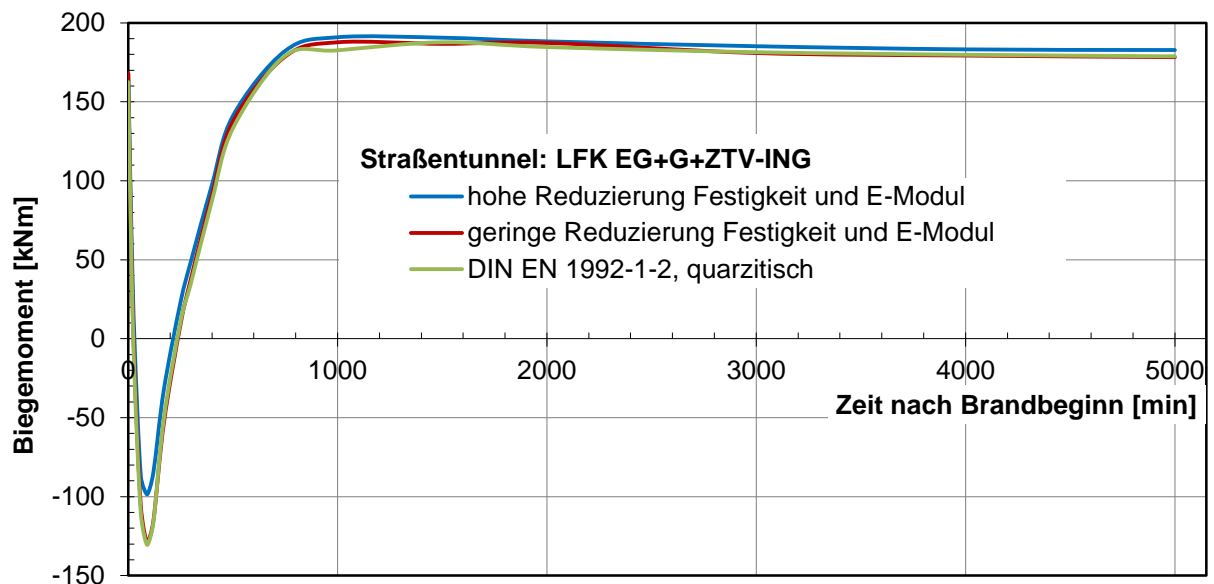


Abbildung 105: Straßentunnel: Zeitlicher Biegemomentenverlauf M_{Ed} für den Querschnittspunkt Firste für Variation temperaturabhängige Druckfestigkeit und E-Modul

Es zeigen sich bei Ansatz der geringen Reduzierungsfaktoren beim Eisenbahntunnel signifikant höhere Zwangsschnittkräfte gegenüber dem Ansatz der normativen thermomechanischen Materialkennwerte, was durch den höheren Beton E-Modul und den damit höheren und durch die Bettung behinderten Zwangsdehnungen zu begründen ist. Beim Straßentunnel sind Erhöhungen der Zwangsschnittgrößen nicht so ausgeprägt, da aufgrund der niedrigen Bettung die Verformungsbehinderung geringer ist. Bei den hohen Reduzierungsfaktoren liegen aufgrund des geringeren E-Moduls entsprechend geringere Zwangsnormalkräfte vor.

5.6 Zusammenfassung und Bewertung der Berechnungsergebnisse

Im Kapitel 5 wurden die rechnerischen Nachweise im Brandfall mit dem „Allgemeinen Rechenverfahren“ der DIN EN 1992-1-2 [89] für repräsentative Querschnitte eines Eisenbahntunnels und eines Straßentunnels an einem ebenen, elastisch gebetteten Stabwerksmodell durchgeführt. Bei den Berechnungen wurde aufgrund der Verwendung von PP-Faserbeton von vernachlässigbaren Betonabplatzungen ausgegangen. Die Betondeckung wurde mit 6 cm und der Betonstahl mit der Güte B 500B (warmgewalzt) berücksichtigt. In Abweichung zu dem Sicherheitskonzept für rechnerische Nachweise im Brandfall nach DIN EN 1991-1-2 [86] wurden auf Basis der für Tunnelbauwerke geltenden Regelwerke für die ständigen Einwirkungen aus Eigengewicht sowie Gebirgs- und Wasserdruck die Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 1054 [75] mit $\gamma_G = 1,1$ statt $\gamma_G = 1,0$ angesetzt.

Im Kapitel 5.4 wurden die rechnerischen Nachweise auf Basis der thermomechanischen Materialeigenschaften nach DIN EN 1992-1-2 [89] durchgeführt. Die rechnerischen Nachweise konnten für alle Lastfallkombinationen für den Zeitraum von Brandbeginn bis zum wiederabgekühlten Zustand (ca. 5000 min nach Brandbeginn) ohne das Erfordernis einer Zusatzbewehrung gegenüber der Regelbewehrung aus den Nachweisen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit aus der Kaltbemessung geführt werden.

Im Kapitel 5.5 wurden die rechnerischen Sensitivitätsuntersuchungen für die möglichen Bandbreiten der thermischen Dehnungen, der Wärmeleitfähigkeit und der temperaturabhängigen Reduzierung der Druckfestigkeit und des E-Moduls durchgeführt. Die Bandbreiten wurden auf Basis der Bewertung der experimentellen Untersuchungen im Kapitel 4.4 gewählt. Über die Rückrechnung des Großbrandversuches im Kapitel 5.3 konnte keine Eingrenzung der Bandbreiten der Materialkennwerte für den PP-Faserbeton vorgenommen werden. Grund waren die geringen Verformungswerte des Probekörpers im Millimeterbereich und eine mögliche Beeinflussung der Messwerte durch Toleranzen und Messungenauigkeiten, die eine Bewertung erschweren. Als Ergebnis konnte jedoch festgehalten werden, dass die Ansätze von geringen Reduzierungsfaktoren mit entsprechend steiferem Systemverhalten unrealistische Ergebnisse zur Folge haben. Dieser Sachverhalt wurde auch durch Huismann [21] über die Nachrechnung eines Bauteilversuches festgestellt. In Huismann [21] wird gefolgert, dass die temperaturabhängige Reduzierung des E-Moduls auf Basis von instationären Versuchen erfolgen muss und dass die Bruchdehnungswerte ε_{c1} von Beton gemäß DIN EN 1992-1-2 [89] zu gering bzw. die E-Moduli zu hoch sind. Aus den Variationen der thermischen Dehnung und der Wärmeleitfähigkeit wurden keine signifikanten Auswirkungen auf die Schnittgrößen im Brandfall festgestellt.

Wie die Sensitivitätsuntersuchungen mit Variation der Brandeinwirkung im Kapitel 5.5 zeigen, kann bei einer Kombination von ungünstigen Randbedingungen aus einer erhöhter Brandbeanspruchung und Betonabplatzungen eine kritische Betonstahltemperatur von 550 °C auftreten. Während der Brandeinwirkung hat die brandzugewandte bzw. luftseitige Bewehrung bei den untersuchten Tunnelquerschnitten aufgrund der Druckbeanspruchung keine entscheidende Tragfunktion. Maßgebend wird die Abkühlungsphase, wenn wieder die ursprüngliche Beanspruchungssituation mit Aufnahme einer Zugspannung durch die luftseitige Bewehrungslage, wie z. B. im Firstbereich des Straßentunnels, vorliegt. Bei Verwendung eines warmgewalzten Stahles mit der Güte B 500B wird die ursprüngliche Stahlfestigkeit wieder erreicht. Entscheidend für die Beanspruchbarkeit im wiederabgekühlten Zustand ist die ausreichende Restverbundfestigkeit, da die Materialschädigung des Betons irreversibel ist. Als kritisch wird eine Restverbundfestigkeit von ca. 50 % der charakteristischen Festigkeit gesehen. Diese Reduzierung tritt bei einer Betontemperatur von ca. 400 °C ein. Von einer ausreichenden Restverbundfestigkeit kann ausgegan-

gen werden, wenn die Betonabplatzungen bei der Einwirkung der ZTV-ING-Kurve auf 2 cm und bei der Einwirkung der EBA-Kurve auf 1 cm begrenzt werden.

Aus einer verlängerten Brandeinwirkung entstehen höhere Zwangsschnittkräfte und insbesondere höhere Temperaturen im Bauteil. Bei Einwirkung der modifizierten Brandkurve mit einer Höchsttemperatur von 1300 °C und einer Vollbranddauer von 90 min dürfen zur Einhaltung des 400 °C - Kriterium keine Betonabplatzungen auftreten.

Die der Berechnung zugrunde liegenden repräsentativen Tunnelquerschnitte hatten eine Innenschalendicke von 40 cm. Eine Mindestdicke der Innenschale von 35 cm wird als sinnvoll gesehen, damit eine ausreichend intakte Restinnenschalendicke mit Tragfähigkeitsreserven für nicht auszuschließende Betonabplatzungen verbleibt.

6 Zusammenfassung und Ausblick

6.1 Zusammenfassung

Im Rahmen dieser Arbeit wurden über rechnerische Untersuchungen mit dem „Allgemeinen Rechenverfahren“ der DIN EN 1992-1-2 [89] das Tragverhalten im Brandfall von Verkehrstunneln mit einem Gewölbequerschnitt und einer Innenschale aus PP-Faserbeton analysiert. Die rechnerischen Untersuchungen wurden an repräsentativen Querschnitten eines Straßentunnels und eines Eisenbahntunnels durchgeführt. Bei den rechnerischen Untersuchungen wurde die mögliche Bandbreite der thermomechanischen Materialeigenschaften auf Basis der normativen Vorgaben und der Ergebnisse der im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten experimentellen Untersuchungen einbezogen. Die experimentellen Untersuchungen wurden an Betonproben mit und ohne PP-Fasern über die Versuchsmethodik einer stationären und instationären Temperatureinwirkung und unter Variation von Belastungsgraden und Erwärmungsgeschwindigkeiten durchgeführt. Weiter wurden Restdruckfestigkeiten im wiederabgekühlten Zustand ermittelt.

Als Ergebnis der experimentellen Untersuchungen hat sich gezeigt, dass sich durch die Zugabe von PP-Fasern bei einem Beton mit kalzitischem Zuschlag die maximalen thermischen Dehnungen von 12 ‰, entsprechend DIN EN 1992-1-2 [89], auf ca. 9 ‰ reduzieren. Begründet wird dies durch die feinere Rissbildung und den Abbau von Eigenspannungen [21]. Weiter haben Rückrechnungen von gemessenen Bauteiltemperaturen während eines Brandversuches auf Basis von thermischen Analysen gezeigt [21], [58], dass die Wärmeleitfähigkeit des Betons im Bereich von Temperaturen bis ca. 200 °C um den Faktor 2 höher sein kann, als die Vorgabe der DIN EN 1992-1-2 [89]. Die Ursache für eine höhere Wärmeleitfähigkeit wird in der Zugabe von PP-Fasern und der netzartigen Verbindung gesehen [21], [58].

Weitere Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen sind, dass die Betongüte, die Höhe des mechanischen Belastungsgrades und die Abkühlphase einen Einfluss auf die temperaturabhängige Reduzierung der Druckfestigkeit und des E-Moduls haben. So wurde bei dem PP-Faserbeton mit einer mittleren Betondruckfestigkeit von ca. 62 N/mm² eine größere temperaturabhängige Reduzierung der Druckfestigkeit in der Erwärmungsphase gegenüber den Angaben der DIN EN 1992-1-2 [89] festgestellt. Dagegen liegt bei dem Beton ohne PP-Fasern mit einer mittleren Betondruckfestigkeit von ca. 39 N/mm² eine geringere temperaturabhängige Reduzierung der Druckfestigkeit in der Erwärmungsphase gegenüber den Angaben der DIN EN 1992-1-2 [89] vor.

Der Einfluss des Belastungsgrades zeigt sich in der Form, dass bei einer Belastung der Betonproben während der Erwärmungsphase geringere temperaturabhängige Reduzierungen der Druckfestigkeit gegenüber den Angaben der DIN EN 1992-1-2 [89] festgestellt wurden. Dies wird damit begründet, dass die Druckbeanspruchung der temperaturbedingten Rissbildung entgegenwirkt und damit eine Steifigkeitserhöhung erzielt wird [21], [56].

Die an wiedererkalteten Beton-Probekörpern durchgeführten Druckfestigkeitsversuche haben zum Ergebnis, dass zusätzliche Reduzierungen der Druckfestigkeiten gegenüber der Erwärmungsphase auftreten. Ein Grund hierfür ist in der Wasseraufnahme des Calciumoxids in der Abkühlphase mit einhergehender Dehnung und Rissverstärkung zu sehen [13].

Die temperaturabhängigen E-Moduli, die aus den instationären Versuchen ermittelt wurden, sind aufgrund des Einflusses von Hochtemperaturkriechen gegenüber den aus stationären Versuchen abgeleiteten E-Moduli signifikant geringer. Die temperaturabhängigen Reduzierungen der Beton E-Moduli des PP-Faserbetons in Abhängigkeit des Belastungsgrades als Ergebnis der

durchgeführten instationären Versuche sind gegenüber den Angaben der DIN EN 1992-1-2 [89] höher. Erst bei einem hohem Belastungsgrad von $\alpha = 0,5$ wurde eine Übereinstimmung des temperaturabhängigen E-Moduls des PP-Faserbetons mit den Angaben der DIN EN 1992-1-2 [89] festgestellt. Weiter konnte ein eindeutiger Einfluss der Erwärmungsgeschwindigkeit auf die thermomechanischen Eigenschaften auf Grundlage der durchgeführten Versuche nicht festgestellt werden.

Insgesamt zeigt sich, dass in Abhängigkeit der Randbedingungen bzw. der Einflussparameter abweichende thermomechanische Eigenschaften des Betons gegenüber der DIN EN 1992-1-2 [89] auftreten. Da keine eindeutige Quantifizierung der Einflussparameter möglich ist, wurde das Materialmodell für einen PP-Faserbeton über eine mögliche Bandbreite der thermomechanischen Materialeigenschaften definiert.

Neben der Bandbreite von Materialeigenschaften wurde auch eine Variation der Brandeinwirkungen rechnerisch untersucht. Zusätzlich zu der ZTV-ING-Kurve und der EBA-Kurve (siehe Abbildung 4) wurde eine modifizierte Brandkurve mit einer höheren Temperatur von 1.300 °C statt 1.200 °C und einer längeren Vollbranddauer von 90 min berücksichtigt.

Das Ergebnis der rechnerischen Untersuchungen an den beiden repräsentativen Tunnelquerschnitten eines Straßentunnels und eines Eisenbahntunnels ist, dass auch unter Einbeziehung der möglichen Bandbreite der thermomechanischen Materialeigenschaften und der Brandeinwirkungen der Nachweis des Brandfalls nicht bemessungsrelevant gegenüber den Nachweisen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit aus der Kaltbemessung nach DIN EN 1992-1-1 [87] wird. Folgende konstruktiven, baulichen Anforderungen an die Ausbildung der Innenschale für Gewölbequerschnitte sind als Voraussetzung einzuhalten:

- Mindestschalendicke 35 cm
- Verwendung von PP-Faserbeton mit einer Mindestbetongüte von C25/30 und einem Größtkorn von 16 mm
- Nennmaß der Betondeckung 6 cm zur brandzugewandten Bewehrung Güte B500B (warmgewalzt)

Vom Grundsatz entsprechen diese Voraussetzungen den in der ZTV-ING [68] formulierten Anforderungen zur Sicherstellung eines ausreichenden baulichen Brandschutzes für die Innenschale eines Gewölbequerschnittes. Ergänzt wurden die Kriterien zur Begrenzung des Größtkorndurchmessers und der Betonstahlgüte. Die im Kapitel 2.4.2 aufgeführten theoretischen Hintergründe zum positiven Einfluss eines begrenzten Größtkorndurchmessers - mit geringerem Größtkorndurchmesser nehmen die Dehnungsunterschiede zwischen Zement und Zuschlag und damit die Abplatzneigung ab - werden über die Ergebnisse von aktuellen Großbrandversuchen gemäß Kapitel 2.9.6 bestätigt. Bei Verwendung der Betonstahlgüte B500B (warmgewalzt) werden im Zuge der Wiederabkühlung die ursprünglichen Materialeigenschaften wieder erreicht.

Auf das komplexe rechnerische Nachweisverfahren für den baulichen Brandschutz in Form des „Allgemeinen Rechenverfahrens“ der DIN EN 1992-1-2 [89] kann für vergleichbare Tunnelquerschnitte bei Einhaltung dieser konstruktiven und baulichen Anforderungen verzichtet werden.

Für die Bewertung des baulichen Brandschutzes von Innenschalen aus Beton ohne PP-Fasern ist ein rechnerischer Nachweis des Brandfalls mit dem „Allgemeinen Rechenverfahren“ der DIN EN 1992-1-2 [89] unumgänglich. Die im Kapitel 2.9 vorgestellten Großbrandversuche mit Beton-Probekörpern ohne PP-Fasern haben signifikante Betonabplatzungen zum Ergebnis. Bei einer Brandeinwirkung der ZTV-ING-Kurve bzw. der EBA-Kurve muss davon ausgegangen werden, dass die brandzugewandte Bewehrung freigelegt wird und damit ihre Tragwirkung verliert. Die

Abplatzungen erfolgen schrittweise ab ca. der vierten Minute nach Brandbeginn. Der Großteil der Abplatzungen ist in der Regel bis zum Zeitpunkt von ca. 15 min nach Brandbeginn abgeschlossen. Ein standardisierter Verlauf der Betonabplatzungen kann aufgrund der variablen projektspezifischen Randbedingungen nicht abgeleitet werden. Der Ausfall der brandzugewandten Bewehrung hat bei Gewölbequerschnitten aber nicht zwangsläufig den Verlust des Tragvermögens der Tunnelinnenschale zur Folge. In vielen Fällen kann die Tragwirkung des Gewölbes über Drucknormalkräfte im Sinne eines Traglastverfahrens sichergestellt werden und die fehlende brandzugewandte Bewehrung wird nicht relevant. Dies ist über projektspezifische Berechnungen nachzuweisen.

6.2 Ausblick

Um das Ergebnis dieser Arbeit - der rechnerische Nachweis des Brandfalls ist für die untersuchten Gewölbequerschnitte mit Innenschalen aus PP-Faserbeton nicht bemessungsrelevant - auf andere Querschnitte und statische Randbedingungen zu übertragen, sind weitere rechnerische Untersuchungen und gegebenenfalls Kategorisierungen mit differenzierten Vorgaben zu konstruktiven Anforderungen an die Innenschale erforderlich. Weiter ist zu überprüfen, bei welchen Randbedingungen reine konstruktive Vorgaben nicht ausreichend sind und rechnerische Nachweise des Brandfalls erforderlich werden.

Zur Verifizierung und statistischen Absicherung der Ergebnisse der durchgeführten experimentellen Untersuchungen für PP-Faserbeton werden zusätzliche Untersuchungen empfohlen. Dabei werden primär ergänzende instationäre Versuche unter Variation des Belastungsgrades zur Ermittlung der thermischen Dehnungen und des temperaturabhängigen E-Moduls und eine weitergehende Analyse des Materialverhaltens in der Abkühlphase als vorrangig gesehen. Weiter sollten ergänzende Untersuchungen für PP-Faserbeton mit quarzitischem Zuschlag vorgesehen werden, um einen Vergleich mit den vorliegenden Ergebnissen des PP-Faserbetons mit kalzitischem Zuschlag und den normativen Vorgaben vornehmen zu können.

Zur Sicherstellung einer ausreichenden Wirksamkeit jedes projektspezifischen PP-Faserbetons, d. h. mittlere Betonabplatzungen im Brandfall von ca. 15 mm, wird noch Regelungsbedarf gesehen. An den Entwurf eines Tunnelbetons sind hinsichtlich der Frisch- und Festbetoneigenschaften hohe Anforderungen gestellt. Hier sind insbesondere die erforderliche Konsistenz zur Verwendung als Pumpbeton, die ausreichende Frühfestigkeit nach ca. 12 h für den Ausschalvorgang, die niedrige Hydratationswärmeentwicklung sowie die geringe Wassereindringtiefe zu nennen. Ein weiteres wichtiges Kriterium ist eine ausreichende Robustheit der Betonrezeptur für die Tunnelbaustelle. Wie die Zusammenstellung der Erkenntnisse aus Pilotprojekten und Großbrandversuchen im Kapitel 2.9 zeigen, reagiert PP-Faserbeton auf eine Variation der Bestandteile, insbesondere des PP-Faseranteils, sensibel auf die Frischbetoneigenschaften und die Eigenschaften im Brandfall. Die Zusammensetzung eines brandbeständigen Betons mit Vorgaben zur Zementart und zum Zuschlag im Hinblick auf eine Musterrezeptur zu definieren, wird aber nicht als sinnvoll erachtet. Die Zusammensetzung der Betonrezeptur ist entsprechend den projektspezifischen Anforderungen an die Festbetoneigenschaften, insbesondere Festigkeit und Umweltbedingungen, und aufgrund wirtschaftlicher Aspekte mit regionalen Gesteinskörnungen und Zementen festzulegen. Insbesondere bei projektspezifisch besonderen Anforderungen an die Rezeptur des PP-Faserbetons, zum Beispiel Erfordernis von selbstverdichtendem Beton, Erfordernis einer hohen Betongüte und Abweichungen von standardisierten PP-Fasertypen und -gehalten, sollte die ausreichende Brandbeständigkeit über Brandversuche verifiziert werden. Mögliche Anforderungen für diese Brandversuche werden in der ZTV-ING [68], der Ril 853 [72] und der ÖVBB-

Richtlinie „Erhöhter baulicher Brandschutz mit Beton für unterirdische Verkehrsbauwerke“ [98] vorgestellt.

7 Literatur

- [1] Anderberg, Y., Thelandersason, S.: Stress and deformation characteristics of concrete at high temperature. 2. Experimental investigations and material behaviour model. Division of structural mechanics and concrete construction, Lund Institute of Technology, Lund, Bulletin 54, 1976
- [2] Benz, T.: Small-strain Stiffness of Soils and Its Numerical Consequences, PhD thesis, Universität Stuttgart, Institut für Geotechnik, 2006.
- [3] Bergmeister, K.: Sicherheit und Brandschutz im Tunnelbau, Betonkalender 2013.
- [4] Blossfeld, J.: Brandkurven für den baulichen Brandschutz von Straßentunneln, Bericht zum AP-Projekt F1100.2306000, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“, Heft B 67, Wirtschaftsverlag NW GmbH, August 2009, Bremerhaven
- [5] Bosnjak, J., Sharma, A.: Verbundverhalten zwischen Stahl und Beton unter Brandeinwirkung; <http://gepris.dfg.de/gepris/projekt/317099919>
- [6] Dahl, J.; Richter, E.: Brandschutz im einschaligen Tunnelausbau – Vermeidung von Betonabplatzungen, Braunschweiger Brandschutztag 01, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, Heft 158, 2001
- [7] DB Netz, Stuva, iBmB, Ingenieurbüro Duddeck und Partner: Sicherheitstechnische Beurteilung und Anforderungen an den baulichen Brandschutz in Eisenbahntunnel mit Tübbingauskleidung, Schlussbericht September 2008
- [8] Dehn, F., Nause, P., Juknat, M., Orgass, M., König, A.: Brand- und Abplatzverhalten von Faserbeton in Straßentunneln, Bericht zum FE Projekt 15.448/2007/ERB im Auftrag des BMVBS/ der BAST, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“, Heft B 73
- [9] Dehn, F., Schmidt, J.: Brandkurve nach ZTV-ING – ausreichend für extreme Brände?; Veröffentlichung zum BAST-Tunnelsymposium 2015
- [10] Fides DV: WinTUBE Grafisch interaktiver Pre- und Postprozessor mit SOFISTIK-Schnittstelle, München, 2014
- [11] Fillibeck, J.: Oberflächensetzung beim Tunnelvortrieb im Lockergestein, Prognose, Messung und Beeinflussung, Habilitationsschrift Technische Universität München, 2012
- [12] Föth, F.: Anwendbarkeitsstudie für das Level 2 Nachweisverfahren für Brand auf Tunnel in offener Bauweise, Diplomarbeit Bergische Universität Wuppertal Fachbereich D, 2012
- [13] Frangi, A., Tesar, C., Fontana, M.: Tragwiderstand von Betonbauteilen nach dem Brand, Bauphysik 28 (2006) Heft 3
- [14] Haak, A.: Generelle Überlegungen zur Sicherheit in Verkehrstunneln. Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen e.V. STUVA Köln, 2002

- [15] Hiller, M.: Zyklische Hochtemperaturbeanspruchung von Beton – Auswirkungen verschiedener Zusatzstoffe, Bachelor-Thesis Bergische Universität Wuppertal, 2015
- [16] Hörrle, D.: Umrechnung der Beanspruchung einer gebetteten Kreisscheibe unter Temperaturlast auf ebene Balkenquerschnitte, unveröffentlicht, 2013
- [17] Hörrle, D., Mayer, P.-M.: Temperaturentwicklung und Beanspruchung von Tunnelschalen im Brandfall, Bautechnik 85, Heft 6, 2008
- [18] Houska, J.: Beitrag zur Theorie der Erddrücke auf das Tunnelmauerwerk. In: Schweizerische Bauzeitung 78 (1960), S. 607 bis 609.
- [19] Hosser, D., Richter, E., Kampmeier, B.: Konstruktiver Brandschutz nach den Eurocodes, Betonkalender 2013
- [20] Hosser, D.: Leitfaden – Ingenieurmethoden des Brandschutzes, Technisch – Wissenschaftlicher Beirat der Vereinigung zur Förderung des Deutschen Brandschutzes, Altenberge, 2013
- [21] Huismann, S.: Materialverhalten von hochfestem Beton unter thermomechanischer Beanspruchung, Dissertation TU Wien, März 2010
- [22] Katz, C., Tautz, R.,: Numerische Umsetzung zu „heißen Bemessungen“, Tagungsband Fire Engineering 2011
- [23] Kordina, K., Meyer-Ottens, C.: Beton Brandschutz Handbuch 2. Auflage, Verlag Bau + Technik, Düsseldorf 1999
- [24] Kordina, K., Meyer-Ottens, C.: Beton Brandschutz Handbuch, Teil 1, Beton-Verlag, Düsseldorf 1981
- [25] Kovacs, D., Mihaylov, V., Dallert, J.: Dok. A-01-20-21003-04-XS-662, PFA 1.2 Los 1A Fildertunnel – Brandversuche an Tübbing – oberer Fildertunnel – Nachweis der Längsfugen, IC Consulente Wien, 2014
- [26] Kovacs, D., Mihaylov, V., Dallert, J.: Dok. A-01-20-21003-04-XS-661a, PFA 1.2 Los 1A Fildertunnel – Brandversuche an Tübbing – oberer Fildertunnel – , IC Consulente Wien, 2014
- [27] Kovacs, D., Mihaylov, V., Dallert, J.: Dok. A-03-20-00505-04-XS-209, Boßlertunnel (Baulos 1) – Ermittlung der Pressenkräfte für die Brandversuche - Tübbingausbau, IC Consulente Wien, 2014
- [28] Mämpel, H., Peter, C., Steiner, B., Beier, M., Dehn, F., Eickmeier, D.: Bühlertunnel: Erfahrung aus dem Vortrieb und Festlegung der Betonrezeptur für die Innenschale aus PP-Faserbeton, Tunnel 1/2014, Bauverlag
- [29] Mannsfeld, T.: Tragverhalten von Stahlbetonflächentragwerken unter Berücksichtigung der hochtemperaturbedingten Nichtlinearitäten im Brandfall, Dissertation Bergische Universität Wuppertal, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Heft 18, 2011
- [30] Motz, T.: Mechanisches Verhalten von Betonen mit und ohne Polypropylenfasern unter kombinierter mechanisch-thermischer Beanspruchung, Master Thesis, Bergische Universität Wuppertal, Oktober 2014

- [31] MFPA Leipzig: Großbrandversuche zum Bauvorhaben S21 „Fildertunnel“ an vier belasteten Stahlbetontübbings mit unterschiedlichen PP-Fasergehalten zur Bestimmung des Brand- und Abplatzverhaltens unter Belastung bei einseitiger Brandbeanspruchung nach der EBA-Kurve, Prüfbericht Nr. PB 3.2/13-277-2, 02.04.2014
- [32] MFPA Leipzig: Belastete Brandversuche an vier originalmaßstäblichen Probekörpern für das Projekt Boßlertunnel, Prüfbericht Nr. PB 3.2/14-082-1, 30.09.2014
- [33] MFPA Leipzig: Belasteter Brandversuche an einem großmaßstäblichen PP-fasermodifiziertem Stahlbetonprobekörper zum Projekt S21, Bahnhof, PK 7, Ergebnisprotokoll Nr. EP 3.2/15-218-PK 7, 08.01.2016
- [34] MFPA Leipzig: Belasteter Brandversuche an einem großmaßstäblichen PP-fasermodifiziertem Stahlbetonprobekörper zum Projekt S21, Bahnhof, PK 8, Ergebnisprotokoll Nr. EP 3.2/15-218-PK 8, 14.01.2016
- [35] MFPA Leipzig: Belasteter Brandversuche an einem großmaßstäblichen PP-fasermodifiziertem Stahlbetonprobekörper zum Projekt S21, Bahnhof, PK 9, Ergebnisprotokoll Nr. EP 3.2/15-218-PK 9, 18.01.2016
- [36] MFPA Leipzig: Belasteter Brandversuche an einem großmaßstäblichen PP-fasermodifiziertem Stahlbetonprobekörper zum Projekt S21, Bahnhof, PK 16, Ergebnisprotokoll Nr. EP 3.2/15-218-PK 16, 20.01.2016
- [37] MFPA Leipzig: Belasteter Brandversuche an einem großmaßstäblichen PP-fasermodifiziertem Stahlbetonprobekörper zum Projekt S21, Bahnhof, PK 17, Ergebnisprotokoll Nr. EP 3.2/15-218-PK 17, 20.01.2016
- [38] MFPA Leipzig: Belasteter Brandversuche an einem großmaßstäblichen PP-fasermodifiziertem Stahlbetonprobekörper zum Projekt S21, Bahnhof, PK 18, Ergebnisprotokoll Nr. EP 3.2/15-218-PK 18, 20.01.2016
- [39] Nause, P.: Berechnungsgrundlagen für das Brandverhalten von Druckgliedern aus hochfestem Beton, Dissertation TU Braunschweig, 2006
- [40] Paliga, K.: Entstehung und Vermeidung von Betonabplatzungen bei extremer Brandeinwirkung, IBMB Heft 172, 2002
- [41] Paliga, K., Schab, A.: Vermeidung zerstörender Betonabplatzungen bei Tunnelbränden, Bauingenieur Band 77, 2002
- [42] Pacher, F.: Deformationsmessungen im Versuchsstollen als Mittel zur Erforschung des Gebirgsverhaltens und zur Bemessung des Ausbaus, Felsmechanik und Ingenieurgeologie, Supplementum 1, S. 149-161, Springer Verlag, 1964
- [43] Peter, C, Knief, J., Schreyer, J, Piazzolla, A.: Rechnerischer Nachweis des baulichen Brandschutzes für Tunnel in offener Bauweise, Schlussbericht zum FE Projekt 15.0502/2010/FRB im Auftrag des BMVBS/ der BAST, Mai 2012, Heft B94
- [44] Peter, C., Nasser, A.: Erprobung des rechnerischen Brandschutznachweises für Tunnel in offener Bauweise, Schlussbericht zum FE Projekt 15.0582/2013/FRB im Auftrag des BMVBS/ der BAST, Februar 2015

- [45] Peter, C., Frahm, M., Lis, P., Langer, L.: Brandbemessung bei der Planung des Steinbühl tunnels, Tunnel 2/2016, Bauverlag
- [46] Pistol, K., Weise, F., Meng, B.: Polypropylen-Fasern in Hochleistungsbetonen, Beton- und Stahlbetonbau 107 (2012), Heft 7
- [47] RILEM TC 129 MHT: Test methods for mechanical properties of concrete at high temperatures, Part 6: Thermal strain, Materials and Structures, Vol. 30 (196), S. 17-21, 1997
- [48] RILEM TC 200 HTC: Mechanical concrete properties at high temperatures – modelling and applications, Part 1: Introduction – General Presentation Materials and Structures, Vol. 40 (9), S. 855-864, 2007
- [49] RILEM TC 200 HTC: Mechanical concrete properties at high temperatures – modelling and applications, Part 2: Stress-strain relation, Materials and Structures, Vol. 40 (9), S. 855-864, 2007
- [50] Schmidt, K., Dahlhaus, F., Winkler, W. u. Schaffenrath, D.: Traglastuntersuchungen für Straßentunnel unter Einwirkung verschiedener Brandkurven. Schlussbericht ILF Beratende Ingenieure München-Innsbruck/TU Bergakademie Freiberg zum FE-Projekt 15.428/2006/ERB im Auftrag des BMVBS/der BAST, 31.07.2008 (unveröffentlicht)
- [51] Schikora, K., Fink, T.: Berechnungsmethoden moderner bergmännischer Bauweisen beim U-Bahn-Bau. Bauingenieur, 57 (1982) 193-198, 1982.
- [52] Schikora, K., Ostermeier B.: Ein Rechenmodell zur Erfassung unterschiedlicher Abschlagsfolgen bei der Spritzbetonbauweise. Bauingenieur 66 (1991) 529-538, 1991.
- [53] Schneider, U.: Grundlagen der Ingenieurmethoden im Brandschutz, Werner Verlag, 2002
- [54] Schneider, U., Diederichs, U., Horvath, J.: Brandverhalten von Hochleistungsbetonen, TU Wien, Schriftenreihe des Instituts Baustofflehre, Bauphysik und Brandschutz, Heft 11, Wien, 2004
- [55] Schneider, U., Horvath, J.: Abplatzverhalten an Tunnelinnenschalenbeton, Beton- und Stahlbetonbau 97, Heft 4, 2002
- [56] Schneider, U., Horvath, J.: Brandschutz-Praxis in Tunnelbauten, Bauwerk Verlag, Berlin 2006
- [57] Schneider, U., Diederichs, U., Weiß, R.: Hochtemperaturverhalten von Festbeton, Sonderforschungsbereich 148 Brandverhalten von Bauteilen, Arbeitsbericht 1975 – 1977, Teil II, Technische Universität Braunschweig, Juli 1977
- [58] Schneider, T.: Kalibrierung der Numerischen Simulation eines Großbrandversuches an einem Tunnelsegment aus PP-Faserbeton, Bachelorarbeit, Fachhochschule Lübeck, Dezember 2014
- [59] Simon, S.: Einsatz von PP-Fasern beim Pilotprojekt „Erneuerung des Alten Schlüchtener Eisenbahntunnels“, Vortrag 2. Münsteraner Tunnelbau – Kolloquium, 11.04.2013
- [60] SOFISTIK: HYDRA Grundwasser- und Wärmemodelle nach der Finiten-Element-Methode, Handbuch Version 11.00, SOFISTIK AG, Oberschleissheim, 2014

- [61] SOFISTIK: TALPA Statik ebener und axialsymmetrischer Systeme in der Geomechanik, Handbuch Version 2014-05, SOFISTIK AG, Oberschleissheim, 2014
- [62] SOFISTIK: ASE Finite Elemente 3D, Handbuch Version 14.05, SOFISTIK AG, Oberschleissheim, 2014
- [63] STUVA Köln und IBMB, Sicherheitstechnische Beurteilung und Anforderungen an den baulichen Brandschutz in Eisenbahntunneln mit Innenschalen in Stahlbeton, Bericht an die DB Netz AG, November 2000
- [64] TPA Stuttgart, BV Stuttgart 21, PFA 1.1, Talquerung, Ergebnisse Großbrandkörper Sorten 775W-P und 779W-P, Juni 2016
- [65] Wehnert, M. Ein Beitrag zur drainierten und undrainierten Analyse in der Geotechnik. PhD thesis, Universität Stuttgart, Institut für Geotechnik, 2006.
- [66] Willems, W., Schild, K., Dinter, S.: Handbuch Bauphysik Teil 1, Auflage 2, Vieweg Verlag, 2006

8 Normen und Richtlinien

- [67] Baulicher Brandschutz in Straßentunnel, Richtlinie des BM für Verkehr, Innovation und Technologie (BMVIT), Wien, Oktober 2015
- [68] Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING) Teil 5 Tunnelbau inkl. Hinweisblätter vom 30.03.2012, Ausgabe 12/2014
- [69] Bundesminister für Verkehr: Verordnung über den Bau und Betrieb der Straßenbahnen (Straßenbahn-Bau- und Betriebsordnung - BOSTrab), Ausfertigungsdatum: 11.12.1987, zuletzt durch Artikel 1 der Verordnung vom 8. November 2007
- [70] CEB, Bulletin d'information Nr. 208, fire design of concrete structures in accordance with CEB/FIP Model Code 90, final draft, 07/91
- [71] DB Netz AG: Richtlinie 853 – Eisenbahntunnel planen, bauen und Instand halten, 6. Aktualisierung, November 2012
- [72] DB Netz AG: Richtlinie 853 – Eisenbahntunnel planen, bauen und Instand halten, 8. Aktualisierung, Oktober 2014
- [73] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 337, Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen, Berlin 1982
- [74] Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V.: Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein (1980). In: Bautechnik 57 (1980), Heft 10, S. 349 bis 356. Ernst & Sohn, Berlin
- [75] DIN 1054 Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1, Ausgabe 2010-12

- [76] DIN 1076: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Überwachung und Prüfung, November 1999
- [77] DIN 4102-4: Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen; Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile, März 1994
- [78] DIN EN 1990: Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung, Dezember 2010
- [79] DIN EN 1990/NA Nationaler Anhang zu DIN EN 1990, Ausgabe 2010-12
- [80] DIN EN 1990/NA/A1 Nationaler Anhang zu DIN EN 1990, Änderung A1, 2012-08
- [81] DIN EN 1991-1-1 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau, Ausgabe 2010-12
- [82] DIN EN 1991-1-1/NA Nationaler Anhang zu DIN EN 1991-1-1, Ausgabe 2010-12
- [83] DIN EN 1991-2: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken, Dezember 2010
- [84] DIN EN 1991-2/NA Nationaler Anhang zu DIN EN 1991-2, Ausgabe 2012-08
- [85] DIN EN 1991-1-2/ NA: Nationaler Anhang Eurocode 1: Einwirkung auf Tragwerke – Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkungen auf Tragwerke, Dezember 2010
- [86] DIN EN 1991-1-2: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkungen auf Tragwerke, Dezember 2010
- [87] DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Januar 2011
- [88] DIN EN 1992-1-1/NA: Nationaler Anhang Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, April 2013
- [89] DIN EN 1992-1-2: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall, Dezember 2010
- [90] DIN EN 1992-1-2/ NA: Nationaler Anhang Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall, Dezember 2010
- [91] DIN EN 1993-1-2: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall, Dezember 2010
- [92] DIN EN 1994-1-2: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall, Dezember 2010

- [93] DIN EN 1997-1 Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln, Ausgabe 2009-09
- [94] DIN EN 1997-1/NA Nationaler Anhang zu DIN EN 1997-1, Ausgabe 2010-12
- [95] Eisenbahn-Bundesamt: Anforderung des Brand- und Katastrophenschutzes an den Bau und Betrieb von Eisenbahntunneln; Richtlinie des Eisenbahn. Bundesamtes, 01.10.2008
- [96] Forschungsgesellschaft für Strassen-und Verkehrswesen; Richtlinien für die Ausstattung und den Betrieb von Strassentunneln (RABT), Ausgabe 2014
- [97] ÖNorm EN 1992-1-2: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall, September 2010
- [98] Österreichische Vereinigung für Beton und Bautechnik (ÖVBB): Richtlinie „Erhöhter Brandschutz mit Beton für unterirdische Verkehrsbauwerke“ Wien, April 2015
- [99] Österreichische Forschungsgemeinschaft Straße und Verkehr, Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, Heft 544 Brandbeständigkeit von Faser-, Stahl- und Spannbetonbau, Wien, 2004
- [100] Österreichische Vereinigung für Beton und Bautechnik (ÖVBB): Richtlinie „Faserbeton“ Wien, Ausgabe Juli 2008
- [101] Richtlinien für das Entwerfen von Bahnanlagen – Hochleistungsstrecken. Anlage 4: Baulicher Brandschutz – Objektschutz in unterirdischen Verkehrsbauten von Eisenbahn-Hochleistungsstrecken, HL-AG, ÖBB u. BEG Richtlinien, Wien, Rev. 4, Oktober 2004
- [102] Richtlinie 2004/54/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 29. April 2004 über Mindestanforderungen an die Sicherheit von Tunneln im transeuropäischen Straßennetz. In: Amtsblatt der Europäischen Union L 201 vom 7.6.2004, S. 56-76
- [103] Technische Spezifikation für die Interoperabilität bezüglich der „Sicherheit in Eisenbahntunneln“ im Eisenbahnsystem der Europäischen Union, Verordnung (EU) Nr. 1303/2014 der KOMMISSION vom 18. November 2014

Anhang A

Analytische Berechnung zur Validierung der Software SOFiSTiK gemäß Kapitel 5.2.3

Tab. A1: Eingabeparameter

Betonsorte	C30/37	
Brandkurve	EBA	
R_{Aussen}	4,9	m
k	1030	MN/m ³
h	0,4	m
E-Modul Beton	18.000	MN/m ²
Schichtdicke	0,025	m
$n_{\text{Schichten}}$	16	

Tab. A2: Berechnungsergebnisse für Zeitpunkt t = 1 min nach Brandbeginn

										Summe	-1	0
x	T	r_i	z_i	T_i	E_i	σ_i	ϵ_T	$\epsilon_R = \epsilon_u$	$\epsilon_\sigma = \epsilon_R - \epsilon_T$	Δr bzw. u	$N_i(\epsilon_\sigma)$	$M_i = N_i \cdot z_i$
m	°C	m	m	°C	MN/m ²	MN/m ²	‰	‰	‰	mm	kN/m	kNm/m
0,000	20,000	4,513	0,188	20,000	18000,000	-0,002	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,060	-0,011
0,025	20,000	4,538	0,163	20,000	18000,000	-0,002	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,060	-0,010
0,050	20,000	4,563	0,138	20,000	18000,000	-0,002	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,060	-0,008
0,075	20,000	4,588	0,113	20,000	18000,000	-0,002	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,060	-0,007
0,100	20,000	4,613	0,088	20,000	18000,000	-0,002	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,060	-0,005
0,125	20,000	4,638	0,063	20,000	18000,000	-0,002	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,060	-0,004
0,150	20,000	4,663	0,038	20,000	18000,000	-0,002	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,060	-0,002
0,175	20,000	4,688	0,013	20,000	18000,000	-0,002	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,060	-0,001
0,200	20,000	4,713	-0,013	20,000	18000,000	-0,002	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,060	0,001
0,225	20,000	4,738	-0,038	20,000	18000,000	-0,002	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,060	0,002
0,250	20,000	4,763	-0,063	20,000	18000,000	-0,002	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,060	0,004
0,275	20,000	4,788	-0,088	20,000	18000,000	-0,002	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,060	0,005
0,300	20,000	4,813	-0,113	20,000	18000,000	-0,002	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,060	0,007
0,325	20,000	4,838	-0,138	20,000	18000,000	-0,002	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,060	0,008
0,350	20,000	4,863	-0,163	20,000	18000,000	-0,002	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,060	0,010
0,375	20,000	4,888	-0,188	20,000	18000,000	-0,002	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,060	0,011
0,400	20,000	4,900	0,000	20,000	18000,000	-0,002	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,060	0,000

Tab. A3: Berechnungsergebnisse für Zeitpunkt $t = 15$ min nach Brandbeginn

										Summe	-514	-109
x	T	r _i	z _i	T _i	E _i	σ _i	ε _T	ε _R =ε _u	ε _σ = ε _R - ε _T	Δr bzw. u	N _i (ε _σ)	M _i = N _i *z _i
m	°C	m	m	°C	MN/m ²	MN/m ²	‰	‰	‰	mm	kN/m	kNm/m
0,000	1135,000	4,513	0,188	692,500	553,500	-7,566	13,691	0,021	13,670	0,102	-189,156	-35,467
0,025	250,000	4,538	0,163	162,500	8910,000	12,121	1,381	0,021	-1,360	0,102	-303,027	-49,242
0,050	75,000	4,563	0,138	56,000	14922,000	-4,585	0,328	0,021	-0,307	0,102	-114,615	-15,760
0,075	37,000	4,588	0,113	29,000	17230,500	-1,047	0,082	0,021	-0,061	0,102	-26,173	-2,944
0,100	21,000	4,613	0,088	20,500	17957,250	0,289	0,005	0,021	0,016	0,102	7,229	0,633
0,125	20,000	4,638	0,063	20,000	18000,000	0,371	0,000	0,021	0,021	0,102	9,278	0,580
0,150	20,000	4,663	0,038	20,000	18000,000	0,371	0,000	0,021	0,021	0,102	9,278	0,348
0,175	20,000	4,688	0,013	20,000	18000,000	0,371	0,000	0,021	0,021	0,102	9,278	0,116
0,200	20,000	4,713	-0,013	20,000	18000,000	0,371	0,000	0,021	0,021	0,102	9,278	-0,116
0,225	20,000	4,738	-0,038	20,000	18000,000	0,371	0,000	0,021	0,021	0,102	9,278	-0,348
0,250	20,000	4,763	-0,063	20,000	18000,000	0,371	0,000	0,021	0,021	0,102	9,278	-0,580
0,275	20,000	4,788	-0,088	20,000	18000,000	0,371	0,000	0,021	0,021	0,102	9,278	-0,812
0,300	20,000	4,813	-0,113	20,000	18000,000	0,371	0,000	0,021	0,021	0,102	9,278	-1,044
0,325	20,000	4,838	-0,138	20,000	18000,000	0,371	0,000	0,021	0,021	0,102	9,278	-1,276
0,350	20,000	4,863	-0,163	20,000	18000,000	0,371	0,000	0,021	0,021	0,102	9,278	-1,508
0,375	20,000	4,888	-0,188	20,000	18000,000	0,371	0,000	0,021	0,021	0,102	9,278	-1,740
0,400	20,000	4,900	0,000	20,000	18000,000	0,371	0,000	0,021	0,021	0,102	9,278	0,000

Tab. A4: Berechnungsergebnisse für Zeitpunkt $t = 30$ min nach Brandbeginn

										Summe	-794	-145
x	T	r _i	z _i	T _i	E _i	σ _i	ε _T	ε _R =ε _u	ε _σ = ε _R - ε _T	Δr bzw. u	N _i (ε _σ)	M _i = N _i *z _i
m	°C	m	m	°C	MN/m ²	MN/m ²	‰	‰	‰	mm	kN/m	kNm/m
0,000	1157,000	4,513	0,188	803,500	180,000	-2,514	14,000	0,032	-13,968	0,157	-62,856	-11,785
0,025	450,000	4,538	0,163	312,500	4972,500	-16,421	3,334	0,032	-3,302	0,157	-410,519	-66,709
0,050	175,000	4,563	0,138	125,000	10260,000	-9,827	0,990	0,032	-0,958	0,157	-245,683	-33,781
0,075	75,000	4,588	0,113	62,500	14366,250	-5,115	0,388	0,032	-0,356	0,157	-127,868	-14,385
0,100	50,000	4,613	0,088	42,500	16076,250	-2,768	0,204	0,032	-0,172	0,157	-69,198	-6,055
0,125	35,000	4,638	0,063	29,500	17187,750	-0,928	0,086	0,032	-0,054	0,157	-23,203	-1,450
0,150	24,000	4,663	0,038	22,500	17786,250	0,166	0,023	0,032	0,009	0,157	4,149	0,156
0,175	21,000	4,688	0,013	20,500	17957,250	0,492	0,005	0,032	0,027	0,157	12,298	0,154
0,200	20,000	4,713	-0,013	20,000	18000,000	0,574	0,000	0,032	0,032	0,157	14,359	-0,179
0,225	20,000	4,738	-0,038	20,000	18000,000	0,574	0,000	0,032	0,032	0,157	14,359	-0,538
0,250	20,000	4,763	-0,063	20,000	18000,000	0,574	0,000	0,032	0,032	0,157	14,359	-0,897
0,275	20,000	4,788	-0,088	20,000	18000,000	0,574	0,000	0,032	0,032	0,157	14,359	-1,256
0,300	20,000	4,813	-0,113	20,000	18000,000	0,574	0,000	0,032	0,032	0,157	14,359	-1,615
0,325	20,000	4,838	-0,138	20,000	18000,000	0,574	0,000	0,032	0,032	0,157	14,359	-1,974
0,350	20,000	4,863	-0,163	20,000	18000,000	0,574	0,000	0,032	0,032	0,157	14,359	-2,333
0,375	20,000	4,888	-0,188	20,000	18000,000	0,574	0,000	0,032	0,032	0,157	14,359	-2,692
0,400	20,000	4,900	0,000	20,000	18000,000	0,574	0,000	0,032	0,032	0,157	14,359	0,000

Tab. A5: Berechnungsergebnisse für Zeitpunkt t = 60 min nach Brandbeginn

										Summe	-1208	-189
x	T	r _i	z _i	T _i	E _i	σ _i	ε _T	ε _R =ε _u	ε _σ = ε _R - ε _T	Δr bzw. u	N _i (ε _σ)	M _i = N _i *z _i
m	°C	m	m	°C	MN/m ²	MN/m ²	‰	‰	‰	mm	kN/m	kNm/m
0,000	1170,000	4,513	0,188	890,000	180,000	-2,511	14,000	0,049	-13,951	0,239	-62,780	-11,771
0,025	610,000	4,538	0,163	467,500	2146,500	-13,585	6,378	0,049	-6,329	0,239	-339,614	-55,187
0,050	325,000	4,563	0,138	250,000	6390,000	-15,212	2,429	0,049	-2,381	0,239	-380,292	-52,290
0,075	175,000	4,588	0,113	137,500	9810,000	-10,482	1,117	0,049	-1,068	0,239	-262,040	-29,479
0,100	100,000	4,613	0,088	85,000	12442,500	-6,847	0,599	0,049	-0,550	0,239	-171,176	-14,978
0,125	70,000	4,638	0,063	57,500	14793,750	-4,335	0,342	0,049	-0,293	0,239	-108,380	-6,774
0,150	45,000	4,663	0,038	37,500	16503,750	-1,813	0,159	0,049	-0,110	0,239	-45,337	-1,700
0,175	30,000	4,688	0,013	27,500	17358,750	-0,332	0,068	0,049	-0,019	0,239	-8,309	-0,104
0,200	25,000	4,713	-0,013	24,000	17658,000	0,221	0,036	0,049	0,013	0,239	5,524	-0,069
0,225	23,000	4,738	-0,038	22,000	17829,000	0,545	0,018	0,049	0,031	0,239	13,633	-0,511
0,250	21,000	4,763	-0,063	20,500	17957,250	0,793	0,005	0,049	0,044	0,239	19,813	-1,238
0,275	20,000	4,788	-0,088	20,000	18000,000	0,876	0,000	0,049	0,049	0,239	21,891	-1,915
0,300	20,000	4,813	-0,113	20,000	18000,000	0,876	0,000	0,049	0,049	0,239	21,891	-2,463
0,325	20,000	4,838	-0,138	20,000	18000,000	0,876	0,000	0,049	0,049	0,239	21,891	-3,010
0,350	20,000	4,863	-0,163	20,000	18000,000	0,876	0,000	0,049	0,049	0,239	21,891	-3,557
0,375	20,000	4,888	-0,188	20,000	18000,000	0,876	0,000	0,049	0,049	0,239	21,891	-4,105
0,400	20,000	4,900	0,000	20,000	18000,000	0,876	0,000	0,049	0,049	0,239	21,891	0,000

Tab. A6: Berechnungsergebnisse für Zeitpunkt t = 90 min nach Brandbeginn

										Summe	-1531	-208
x	T	r _i	z _i	T _i	E _i	σ _i	ε _T	ε _R =ε _u	ε _σ = ε _R - ε _T	Δr bzw. u	N _i (ε _σ)	M _i = N _i *z _i
m	°C	m	m	°C	MN/m ²	MN/m ²	‰	‰	‰	mm	kN/m	kNm/m
0,000	865,000	4,513	0,188	747,500	180,000	-2,509	14,000	0,062	-13,938	0,303	-62,721	-11,760
0,025	630,000	4,538	0,163	515,000	1485,000	-11,189	7,597	0,062	-7,535	0,303	-279,725	-45,455
0,050	400,000	4,563	0,138	325,000	4725,000	-16,408	3,535	0,062	-3,473	0,303	-410,204	-56,403
0,075	250,000	4,588	0,113	200,000	7560,000	-13,170	1,804	0,062	-1,742	0,303	-329,253	-37,041
0,100	150,000	4,613	0,088	130,000	10080,000	-9,864	1,041	0,062	-0,979	0,303	-246,610	-21,578
0,125	110,000	4,638	0,063	91,000	11929,500	-7,091	0,656	0,062	-0,594	0,303	-177,276	-11,080
0,150	72,000	4,663	0,038	63,500	14280,750	-4,791	0,397	0,062	-0,335	0,303	-119,768	-4,491
0,175	55,000	4,688	0,013	45,000	15862,500	-2,620	0,227	0,062	-0,165	0,303	-65,502	-0,819
0,200	35,000	4,713	-0,013	32,500	16931,250	-0,870	0,113	0,062	-0,051	0,303	-21,743	0,272
0,225	30,000	4,738	-0,038	27,500	17358,750	-0,105	0,068	0,062	-0,006	0,303	-2,629	0,099
0,250	25,000	4,763	-0,063	22,500	17786,250	0,696	0,023	0,062	0,039	0,303	17,412	-1,088
0,275	20,000	4,788	-0,088	20,000	18000,000	1,111	0,000	0,062	0,062	0,303	27,782	-2,431
0,300	20,000	4,813	-0,113	20,000	18000,000	1,111	0,000	0,062	0,062	0,303	27,782	-3,125
0,325	20,000	4,838	-0,138	20,000	18000,000	1,111	0,000	0,062	0,062	0,303	27,782	-3,820
0,350	20,000	4,863	-0,163	20,000	18000,000	1,111	0,000	0,062	0,062	0,303	27,782	-4,515
0,375	20,000	4,888	-0,188	20,000	18000,000	1,111	0,000	0,062	0,062	0,303	27,782	-5,209
0,400	20,000	4,900	0,000	20,000	18000,000	1,111	0,000	0,062	0,062	0,303	27,782	0,000

Tab. A7: Berechnungsergebnisse für Zeitpunkt $t = 120$ min nach Brandbeginn

										Summe	-1804	-208
x	T	r_i	z_i	T_i	E_i	σ_i	ε_T	$\varepsilon_R = \varepsilon_u$	$\varepsilon_\sigma = \varepsilon_R - \varepsilon_T$	Δr bzw. u	$N_i(\varepsilon_\sigma)$	$M_i = N_i \cdot z_i$
m	°C	m	m	°C	MN/m ²	MN/m ²	‰	‰	‰	mm	kN/m	kNm/m
0,000	572	4,513	0,188	561	180	-1,59	8,93	0,07	-8,86	0,36	-39,9	-7,5
0,025	550	4,538	0,163	480	1.485	-9,82	6,68	0,07	-6,61	0,36	-245,4	-39,9
0,050	410	4,563	0,138	355	4.131	-16,40	4,04	0,07	-3,97	0,36	-410,1	-56,4
0,075	300	4,588	0,113	250	6.390	-15,06	2,43	0,07	-2,36	0,36	-376,4	-42,3
0,100	200	4,613	0,088	170	8.640	-12,01	1,46	0,07	-1,39	0,36	-300,3	-26,3
0,125	140	4,638	0,063	119	10.476	-8,98	0,93	0,07	-0,86	0,36	-224,4	-14,0
0,150	98	4,663	0,038	84	12.528	-6,47	0,59	0,07	-0,52	0,36	-161,8	-6,1
0,175	70	4,688	0,013	59	14.666	-4,15	0,36	0,07	-0,28	0,36	-103,7	-1,3
0,200	48	4,713	-0,013	44	15.948	-2,31	0,22	0,07	-0,15	0,36	-57,8	0,7
0,225	40	4,738	-0,038	35	16.718	-1,05	0,14	0,07	-0,06	0,36	-26,4	1,0
0,250	30	4,763	-0,063	28	17.316	0,01	0,07	0,07	0,00	0,36	0,2	0,0
0,275	26	4,788	-0,088	25	17.573	0,48	0,05	0,07	0,03	0,36	12,1	-1,1
0,300	24	4,813	-0,113	23	17.744	0,81	0,03	0,07	0,05	0,36	20,3	-2,3
0,325	22	4,838	-0,138	22	17.829	0,98	0,02	0,07	0,05	0,36	24,4	-3,4
0,350	22	4,863	-0,163	22	17.872	1,06	0,01	0,07	0,06	0,36	26,5	-4,3
0,375	21	4,888	-0,188	21	17.915	1,14	0,01	0,07	0,06	0,36	28,5	-5,4
0,400	21	4,900	0,000	21	17.957	1,23	0,00	0,07	0,07	0,36	30,6	0,0

Tab. A8: Berechnungsergebnisse für Zeitpunkt t = 170 min nach Brandbeginn

										Summe	-1870	-167
x	T	r _i	z _i	T _i	E _i	σ _i	ε _T	ε _R =ε _u	ε _σ = ε _R - ε _T	Δr bzw. u	N _i (ε _σ)	M _i = N _i *z _i
m	°C	m	m	°C	MN/m ²	MN/m ²	‰	‰	‰	mm	kN/m	kNm/m
0,000	220,000	4,513	0,188	265,000	180,000	-0,460	2,633	0,076	-2,557	0,370	-11,508	-2,158
0,025	310,000	4,538	0,163	317,500	1485,000	-4,957	3,414	0,076	-3,338	0,370	-123,925	-20,138
0,050	325,000	4,563	0,138	307,500	4131,000	-13,139	3,256	0,076	-3,181	0,370	-328,482	-45,166
0,075	290,000	4,588	0,113	255,000	6273,000	-15,186	2,496	0,076	-2,421	0,370	-379,638	-42,709
0,100	220,000	4,613	0,088	195,000	7740,000	-12,925	1,746	0,076	-1,670	0,370	-323,134	-28,274
0,125	170,000	4,638	0,063	150,000	9360,000	-10,970	1,248	0,076	-1,172	0,370	-274,254	-17,141
0,150	130,000	4,663	0,038	107,500	10890,000	-8,064	0,816	0,076	-0,740	0,370	-201,594	-7,560
0,175	85,000	4,688	0,013	75,000	13297,500	-5,706	0,505	0,076	-0,429	0,370	-142,651	-1,783
0,200	65,000	4,713	-0,013	52,500	15221,250	-3,352	0,296	0,076	-0,220	0,370	-83,805	1,048
0,225	40,000	4,738	-0,038	38,000	16461,000	-1,443	0,163	0,076	-0,088	0,370	-36,076	1,353
0,250	36,000	4,763	-0,063	34,500	16760,250	-0,936	0,131	0,076	-0,056	0,370	-23,400	1,463
0,275	33,000	4,788	-0,088	32,000	16974,000	-0,563	0,109	0,076	-0,033	0,370	-14,070	1,231
0,300	31,000	4,813	-0,113	28,500	17273,250	-0,025	0,077	0,076	-0,001	0,370	-0,620	0,070
0,325	26,000	4,838	-0,138	25,500	17529,750	0,451	0,050	0,076	0,026	0,370	11,270	-1,550
0,350	25,000	4,863	-0,163	24,500	17615,250	0,612	0,041	0,076	0,035	0,370	15,307	-2,487
0,375	24,000	4,888	-0,188	23,500	17700,750	0,775	0,032	0,076	0,044	0,370	19,382	-3,634
0,400	23,000	4,900	0,000	21,500	17871,750	1,106	0,014	0,076	0,062	0,370	27,643	0,000

Tab. A9: Berechnungsergebnisse für Zeitpunkt $t = 250$ min nach Brandbeginn

										Summe	-1830	-78
x	T	r_i	z_i	T_i	E_i	σ_i	ε_T	$\varepsilon_R = \varepsilon_u$	$\varepsilon_\sigma = \varepsilon_R - \varepsilon_T$	Δr bzw. u	$N_i(\varepsilon_\sigma)$	$M_i = N_i \cdot z_i$
m	°C	m	m	°C	MN/m ²	MN/m ²	‰	‰	‰	mm	kN/m	kNm/m
0,000	110,000	4,513	0,188	127,500	180,000	-0,169	1,015	0,074	-0,941	0,363	-4,235	-0,794
0,025	145,000	4,538	0,163	160,000	1485,000	-1,901	1,354	0,074	-1,280	0,363	-47,527	-7,723
0,050	175,000	4,563	0,138	175,500	4131,000	-5,989	1,524	0,074	-1,450	0,363	-149,729	-20,588
0,075	176,000	4,588	0,113	176,500	6273,000	-9,165	1,535	0,074	-1,461	0,363	-229,113	-25,775
0,100	177,000	4,613	0,088	163,500	7740,000	-10,201	1,392	0,074	-1,318	0,363	-255,035	-22,316
0,125	150,000	4,638	0,063	142,500	9360,000	-10,250	1,169	0,074	-1,095	0,363	-256,238	-16,015
0,150	135,000	4,663	0,038	122,000	10368,000	-9,183	0,960	0,074	-0,886	0,363	-229,585	-8,609
0,175	109,000	4,688	0,013	97,000	11416,500	-7,306	0,714	0,074	-0,640	0,363	-182,656	-2,283
0,200	85,000	4,713	-0,013	77,500	13083,750	-5,942	0,528	0,074	-0,454	0,363	-148,562	1,857
0,225	70,000	4,738	-0,038	62,500	14366,250	-4,512	0,388	0,074	-0,314	0,363	-112,810	4,230
0,250	55,000	4,763	-0,063	51,500	15306,750	-3,255	0,287	0,074	-0,213	0,363	-81,364	5,085
0,275	48,000	4,788	-0,088	47,000	15691,500	-2,689	0,245	0,074	-0,171	0,363	-67,226	5,882
0,300	46,000	4,813	-0,113	42,000	16119,000	-2,026	0,200	0,074	-0,126	0,363	-50,648	5,698
0,325	38,000	4,838	-0,138	35,500	16674,750	-1,109	0,141	0,074	-0,067	0,363	-27,726	3,812
0,350	33,000	4,863	-0,163	29,000	17230,500	-0,130	0,082	0,074	-0,008	0,363	-3,249	0,528
0,375	25,000	4,888	-0,188	27,500	17358,750	0,105	0,068	0,074	0,006	0,363	2,621	-0,491
0,400	30,000	4,900	0,000	25,000	17572,500	0,504	0,045	0,074	0,029	0,363	12,590	0,000

Tab. A10: Berechnungsergebnisse für Zeitpunkt $t = 500$ min nach Brandbeginn

										Summe	-1966	46
x	T	r_i	z_i	T_i	E_i	σ_i	ε_T	$\varepsilon_R = \varepsilon_u$	$\varepsilon_\sigma = \varepsilon_R - \varepsilon_T$	Δr bzw. u	$N_i(\varepsilon_\sigma)$	$M_i = N_i \cdot z_i$
m	°C	m	m	°C	MN/m ²	MN/m ²	‰	‰	‰	mm	kN/m	kNm/m
0,000	50,000	4,513	0,188	57,500	180,000	-0,047	0,342	0,079	-0,262	0,389	-1,181	-0,221
0,025	65,000	4,538	0,163	71,500	1485,000	-0,583	0,472	0,079	-0,392	0,389	-14,569	-2,367
0,050	78,000	4,563	0,138	84,000	4131,000	-2,107	0,590	0,079	-0,510	0,389	-52,686	-7,244
0,075	90,000	4,588	0,113	94,000	6273,000	-3,799	0,685	0,079	-0,606	0,389	-94,977	-10,685
0,100	98,000	4,613	0,088	99,500	7740,000	-5,098	0,738	0,079	-0,659	0,389	-127,454	-11,152
0,125	101,000	4,638	0,063	101,500	9360,000	-6,347	0,758	0,079	-0,678	0,389	-158,669	-9,917
0,150	102,000	4,663	0,038	100,500	10368,000	-6,930	0,748	0,079	-0,668	0,389	-173,241	-6,497
0,175	99,000	4,688	0,013	95,500	11416,500	-7,079	0,700	0,079	-0,620	0,389	-176,971	-2,212
0,200	92,000	4,713	-0,013	89,000	12100,500	-6,749	0,637	0,079	-0,558	0,389	-168,722	2,109
0,225	86,000	4,738	-0,038	83,500	12570,750	-6,353	0,585	0,079	-0,505	0,389	-158,835	5,956
0,250	81,000	4,763	-0,063	78,500	12998,250	-5,955	0,538	0,079	-0,458	0,389	-148,878	9,305
0,275	76,000	4,788	-0,088	72,500	13511,250	-5,429	0,481	0,079	-0,402	0,389	-135,716	11,875
0,300	69,000	4,813	-0,113	67,000	13981,500	-4,900	0,430	0,079	-0,350	0,389	-122,491	13,780
0,325	65,000	4,838	-0,138	63,500	14280,750	-4,540	0,397	0,079	-0,318	0,389	-113,500	15,606
0,350	62,000	4,863	-0,163	61,500	14451,750	-4,326	0,379	0,079	-0,299	0,389	-108,161	17,576
0,375	61,000	4,888	-0,188	60,500	14537,250	-4,217	0,370	0,079	-0,290	0,389	-105,436	19,769
0,400	60,000	4,900	0,000	60,000	14580,000	-4,162	0,365	0,079	-0,285	0,389	-104,061	0,000

Tab. A11: Berechnungsergebnisse für Zeitpunkt $t = 1000$ min nach Brandbeginn

										Summe	-1535	94
x	T	r _i	z _i	T _i	E _i	σ _i	ε _T	ε _R =ε _u	ε _σ = ε _R - ε _T	Δr bzw. u	N _i (ε _σ)	M _i = N _i *z _i
m	°C	m	m	°C	MN/m ²	MN/m ²	‰	‰	‰	mm	kN/m	kNm/m
0,000	35,000	4,513	0,188	35,500	180,000	-0,014	0,141	0,062	-0,078	0,304	-0,353	-0,066
0,025	36,000	4,538	0,163	37,500	1485,000	-0,144	0,159	0,062	-0,097	0,304	-3,588	-0,583
0,050	39,000	4,563	0,138	42,000	4131,000	-0,569	0,200	0,062	-0,138	0,304	-14,215	-1,955
0,075	45,000	4,588	0,113	47,500	6273,000	-1,179	0,250	0,062	-0,188	0,304	-29,468	-3,315
0,100	50,000	4,613	0,088	52,500	7740,000	-1,809	0,296	0,062	-0,234	0,304	-45,233	-3,958
0,125	55,000	4,638	0,063	56,500	9360,000	-2,533	0,333	0,062	-0,271	0,304	-63,317	-3,957
0,150	58,000	4,663	0,038	61,500	10368,000	-3,284	0,379	0,062	-0,317	0,304	-82,111	-3,079
0,175	65,000	4,688	0,013	66,500	11416,500	-4,146	0,425	0,062	-0,363	0,304	-103,662	-1,296
0,200	68,000	4,713	-0,013	65,500	12100,500	-4,282	0,416	0,062	-0,354	0,304	-107,059	1,338
0,225	63,000	4,738	-0,038	64,250	12570,750	-4,303	0,404	0,062	-0,342	0,304	-107,570	4,034
0,250	65,500	4,763	-0,063	66,750	12998,250	-4,751	0,428	0,062	-0,366	0,304	-118,780	7,424
0,275	68,000	4,788	-0,088	68,500	13511,250	-5,159	0,444	0,062	-0,382	0,304	-128,975	11,285
0,300	69,000	4,813	-0,113	69,750	13746,375	-5,409	0,456	0,062	-0,393	0,304	-135,227	15,213
0,325	70,500	4,838	-0,138	72,750	13489,875	-5,687	0,484	0,062	-0,422	0,304	-142,164	19,548
0,350	75,000	4,863	-0,163	76,500	13169,250	-6,015	0,519	0,062	-0,457	0,304	-150,371	24,435
0,375	78,000	4,888	-0,188	78,500	12998,250	-6,181	0,538	0,062	-0,476	0,304	-154,537	28,976
0,400	79,000	4,900	0,000	75,500	13254,750	-5,929	0,509	0,062	-0,447	0,304	-148,233	0,000

Tab. A12: Berechnungsergebnisse für Zeitpunkt $t = 1500$ min nach Brandbeginn

										Summe	-1236	78
x	T	r_i	z_i	T_i	E_i	σ_i	ε_T	$\varepsilon_R = \varepsilon_u$	$\varepsilon_\sigma = \varepsilon_R - \varepsilon_T$	Δr bzw. u	$N_i(\varepsilon_\sigma)$	$M_i = N_i \cdot z_i$
m	°C	m	m	°C	MN/m ²	MN/m ²	‰	‰	‰	mm	kN/m	kNm/m
0,000	29,000	4,513	0,188	31,000	180,000	-0,009	0,100	0,050	-0,050	0,245	-0,224	-0,042
0,025	33,000	4,538	0,163	35,000	1485,000	-0,128	0,136	0,050	-0,086	0,245	-3,193	-0,519
0,050	37,000	4,563	0,138	38,000	4131,000	-0,468	0,163	0,050	-0,113	0,245	-11,698	-1,609
0,075	39,000	4,588	0,113	41,000	6273,000	-0,882	0,191	0,050	-0,141	0,245	-22,049	-2,481
0,100	43,000	4,613	0,088	44,500	7740,000	-1,335	0,223	0,050	-0,173	0,245	-33,386	-2,921
0,125	46,000	4,638	0,063	47,500	9360,000	-1,872	0,250	0,050	-0,200	0,245	-46,795	-2,925
0,150	49,000	4,663	0,038	50,500	10368,000	-2,358	0,277	0,050	-0,227	0,245	-58,961	-2,211
0,175	52,000	4,688	0,013	54,500	11416,500	-3,017	0,314	0,050	-0,264	0,245	-75,416	-0,943
0,200	57,000	4,713	-0,013	57,500	12100,500	-3,532	0,342	0,050	-0,292	0,245	-88,299	1,104
0,225	58,000	4,738	-0,038	59,000	12570,750	-3,843	0,356	0,050	-0,306	0,245	-96,083	3,603
0,250	60,000	4,763	-0,063	61,000	12998,250	-4,214	0,374	0,050	-0,324	0,245	-105,362	6,585
0,275	62,000	4,788	-0,088	63,000	13511,250	-4,631	0,393	0,050	-0,343	0,245	-115,779	10,131
0,300	64,000	4,813	-0,113	64,000	13746,375	-4,839	0,402	0,050	-0,352	0,245	-120,982	13,611
0,325	64,000	4,838	-0,138	64,000	13489,875	-4,749	0,402	0,050	-0,352	0,245	-118,725	16,325
0,350	64,000	4,863	-0,163	64,000	13169,250	-4,636	0,402	0,050	-0,352	0,245	-115,903	18,834
0,375	64,000	4,888	-0,188	64,500	12998,250	-4,636	0,407	0,050	-0,357	0,245	-115,907	21,733
0,400	65,000	4,900	0,000	61,000	13254,750	-4,298	0,374	0,050	-0,324	0,245	-107,441	0,000

Anhang B

Herleitung von temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungslinien für Beton

Bei den im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten experimentellen Untersuchungen für den PP-Faserbeton wurden abweichende Materialeigenschaften gegenüber der DIN EN 1992-1-2 [89] festgestellt. Zur Berücksichtigung dieser Materialeigenschaften in der Software SOFiSTiK müssen für jede Temperaturstufe individuelle Spannungs-Dehnungslinien und thermische Dehnungen vorgegeben werden. Die Vorgehensweise wird nachfolgend erläutert:

In der DIN EN 1992-1-2 [89] wird für den temperaturabhängigen Verlauf der Spannungs-Dehnungslinie folgende Formel ausgewiesen.

$$\sigma = \frac{3 \cdot \varepsilon \cdot f_{c\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta} \left(2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right)} \quad (\text{B1})$$

Der Verlauf der Spannungs-Dehnungslinie kann der Abbildung B1 entnommen werden.

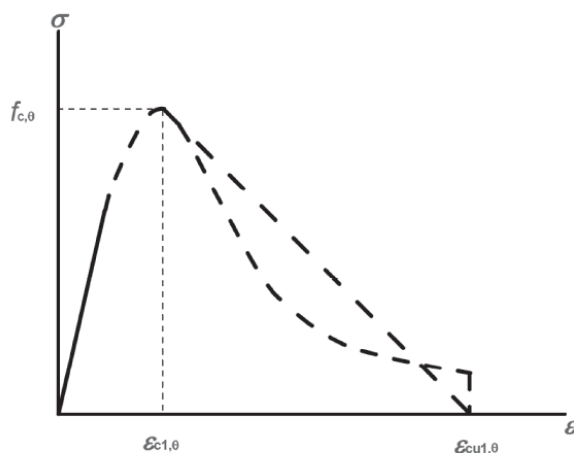


Abbildung B1: Temperaturabhängige Spannungs-Dehnungslinien nach DIN EN 1992-1-2 [89]

Bei der Formel (B1) wird vorausgesetzt, dass die maximale Druckfestigkeit $f_{c,\theta}$ und die zugehörige Dehnung $\varepsilon_{c1,\theta}$ bekannt sind. Für Normalbeton mit quarz- und kalkhaltigem Zuschlag sind in der DIN EN 1992-1-2 diese Werte angegeben. Um variable Werte zu berücksichtigen, wird die Funktion zur Ermittlung des E-Moduls nach DIN EN 1992-1-1 gemäß Abbildung B2 einbezogen.

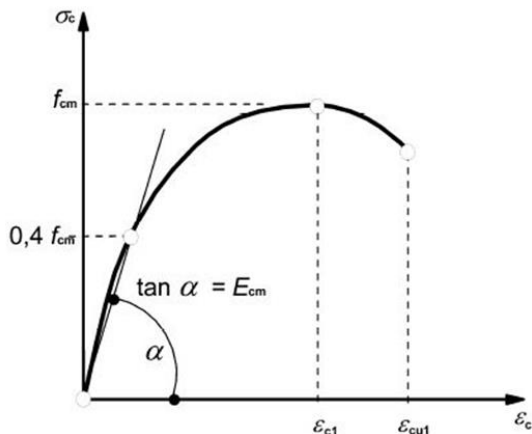


Abbildung B2: Ermittlung Beton E-Modul nach DIN EN 1992-1-1

Die maximale Druckfestigkeit f_{cm} kann mit der maximalen temperaturabhängigen Druckfestigkeit $f_{c,\theta}$ gleichgesetzt werden.

Bei der Spannung $0,4 \cdot f_{c\theta}$ ist die dazugehörige Dehnung über den E-Modul $E_{c,\theta}$ definiert. Daraus ergeben sich folgende Zusammenhänge:

$$\varepsilon_{f_{c,\theta} * 0,4} = \frac{f_{c\theta} * 0,4}{E_{c,\theta}} \quad (B2)$$

Formel (B2) eingesetzt in Formel (B1):

$$f_{c,\theta} * 0,4 = \frac{3 * \varepsilon_{f_{c,\theta} * 0,4} * f_{c\theta}}{\varepsilon_{c1} \left(2 + \left(\frac{\varepsilon_{f_{c,\theta} * 0,4}}{\varepsilon_{c1}} \right)^3 \right)} = f_{c\theta} * 0,4 = \frac{3 * \frac{f_{c\theta} * 0,4}{E_{c,\theta}} * f_{c\theta}}{\varepsilon_{c1} \left(2 + \left(\frac{\frac{f_{c\theta} * 0,4}{E_{c,\theta}}}{\varepsilon_{c1}} \right)^3 \right)} \quad (B3)$$

Mit Vorgabe der Druckfestigkeit f_{ck} und dem E-Modul bei Raumtemperatur sowie den Reduzierungsfaktoren für die Festigkeit und den E-Modul können über die Formel (B3) die Spannungs-Dehnungslinien berechnet werden. Hierfür ist eine Berechnungsroutine mit der Software Excel erstellt worden. Mit der Berechnungsroutine können weitere Wertepaare σ_c und ε für die Erstellung individueller, temperaturabhängiger Arbeitslinien berechnet werden. Nachfolgend werden für die nach Kapitel 4.4 vorgestellten Grenzwertverläufe der temperaturabhängigen Reduzierung der Festigkeit und des E-Moduls die Eingaberoutinen und die Ausgabewerte vorgestellt.

Tabelle B1: Eingaberoutine Excel für individuelle Spannungs-Dehnungslinien: geringe Reduzierung

Beton C30/37	Temperatur °C												
	20	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
Red.-Faktor	1	1	0,975	0,92	0,85	0,75	0,6	0,45	0,25	0,01	0,05	0,02	0
f _{ce} [MN/m ²]	30	30	29,25	27,6	25,5	22,5	18	13,5	7,5	3	1,5	0,75	0,01
Red.-Faktor	1	0,84	0,68	0,5	0,3	0,18	0,12	0,06	0,03	0,01	0	0	0
E-Modul [MN/m ²]	18.000	15.120	12.240	9.000	5.400	3.240	2.160	1.080	540	180	0	0	0

Tabelle B2: Eingaberoutine Excel für individuelle Spannungs-Dehnungslinien: hohe Reduzierung

Beton C30/37	Temperatur °C												
	20	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
Red.-Faktor	1	0,75	0,75	0,65	0,5	0,35	0,21	0,05	0,05	0,005	0,002	0,0012	0
f _{ce} [MN/m ²]	30	22,5	22,5	19,5	15	10,5	6,3	1,5	0,3	0,15	0,075	0,037	0
Red.-Faktor	1	0,68	0,325	0,18	0,12	0,1	0,05	0,03	0,01	0,001	0	0	0
E-Modul [MN/m ²]	18.000	12.240	5.850	3.240	2.160	1.800	900	540	18	9	0	0	0

Nachfolgend werden die Wertepaare der Spannungs-Dehnungslinien für die geringe und die hohe Reduzierung ausgegeben.

Temp. °C	Hohe Reduzierung		Geringe Reduzierung	
	EPS [‰]	SIG [N/mm ²]	EPS [‰]	SIG [N/mm ²]
20°C	0,000	0,000	0,000	0,000
	0,619	11,163	0,619	11,163
	1,238	21,176	1,238	21,176
	1,857	27,871	1,857	27,871
	2,476	30,000	2,476	30,000
	3,023	28,763	3,023	28,763
	3,571	25,959	3,571	25,959
	4,666	19,508	4,666	19,508
	6,857	10,724	6,857	10,724
	11,238	4,277	11,238	4,277
	15,619	2,243	15,619	2,243
	20,000	1,374	20,000	1,374

Temp. °C	Hohe Reduzierung		Geringe Reduzierung	
	EPS [‰]	SIG [N/mm ²]	EPS [‰]	SIG [N/mm ²]
100°C	0,000	0,000	0,000	0,000
	0,675	8,372	0,737	11,163
	1,350	15,882	1,474	21,176
	2,025	20,903	2,210	27,871
	2,700	22,500	2,947	30,000
	3,319	21,511	3,558	28,900
	3,938	19,296	4,169	26,354
	5,175	14,310	5,391	20,271
	7,650	7,729	7,835	11,507
	12,600	3,040	12,724	4,711
	17,550	1,586	17,612	2,497
	22,500	0,969	22,500	1,537
200°C	0,000	0,000	0,000	0,000
	1,425	8,372	0,887	10,884
	2,850	15,882	1,775	20,647
	4,275	20,903	2,662	27,174
	5,700	22,500	3,550	29,250
	6,303	22,267	4,220	28,346
	6,906	21,644	4,891	26,197
	8,113	19,674	6,231	20,791
	10,525	15,024	8,912	12,360
	15,350	8,443	14,275	5,265
	20,175	5,155	19,637	2,834
	25,000	3,428	25,000	1,759
300°C	0,000	0,000	0,000	0,000
	2,235	7,256	1,139	10,270
	4,470	13,765	2,278	19,482
	6,705	18,116	3,417	25,641
	8,940	19,500	4,556	27,600
	9,520	19,422	5,273	26,992
	10,100	19,201	5,990	25,478
	11,260	18,429	7,424	21,325
	13,580	16,142	10,292	13,825
	18,220	11,393	16,028	6,395
	22,860	7,991	21,764	3,562
	27,500	5,785	27,500	2,252

Temp. °C	Hohe Reduzierung		Geringe Reduzierung	
	EPS [‰]	SIG [N/mm ²]	EPS [‰]	SIG [N/mm ²]
400°C	0,000	0,000	0,000	0,000
	2,500	5,581	1,750	9,488
	5,000	10,588	3,500	18,000
	7,500	13,935	5,250	23,690
	10,000	15,000	7,000	25,500
	10,625	14,944	7,719	25,250
	11,250	14,786	8,438	24,581
	12,500	14,229	9,875	22,448
	15,000	12,558	12,750	17,325
	20,000	9,000	18,500	9,882
	25,000	6,383	24,250	6,082
	30,000	4,655	30,000	4,062
500°C	0,000	0,000	0,000	0,000
	2,166	3,907	2,500	8,372
	4,333	7,412	5,000	15,882
	6,499	9,755	7,500	20,903
	8,665	10,500	10,000	22,500
	9,410	10,427	10,703	22,394
	10,155	10,227	11,406	22,099
	11,644	9,562	12,813	21,077
	14,624	7,810	15,625	18,138
	20,583	4,858	21,250	12,370
	26,541	3,139	26,875	8,473
	32,500	2,157	32,500	6,039
	600°C	0,000	0,000	0,000
2,500		2,344	3,000	6,698
5,000		4,447	6,000	12,706
7,500		5,853	9,000	16,723
10,000		6,300	12,000	18,000
10,781		6,264	12,719	17,938
11,563		6,163	13,438	17,763
13,125		5,822	14,875	17,143
16,250		4,882	17,750	15,254
22,500		3,176	23,500	11,119
28,750		2,109	29,250	7,986
35,000		1,474	35,000	5,874

Temp. °C	Hohe Reduzierung		Geringe Reduzierung	
	EPS	SIG	EPS	SIG
	[‰]	[N/mm ²]	[‰]	[N/mm ²]
700°C	0,000	0,000	0,000	0,000
	1,000	0,558	4,642	5,023
	2,000	1,059	9,284	9,529
	3,000	1,394	13,927	12,542
	4,000	1,500	18,569	13,500
	5,047	1,416	19,160	13,487
	6,094	1,238	19,752	13,448
	8,188	0,871	20,935	13,300
	12,375	0,440	23,302	12,782
	20,750	0,165	28,034	11,237
	29,125	0,084	32,767	9,535
	37,500	0,051	37,500	7,990
800°C	0,000	0,000	0,000	0,000
	0,619	0,112	5,150	2,791
	1,238	0,212	10,300	5,294
	1,857	0,279	15,450	6,968
	2,476	0,300	20,600	7,500
	3,961	0,236	21,519	7,486
	5,446	0,157	22,438	7,444
	8,416	0,074	24,275	7,291
	14,357	0,026	27,950	6,787
	26,238	0,008	35,300	5,483
	38,119	0,004	42,650	4,284
	50,000	0,002	50,000	3,351
900°C	0,000	0,000	0,000	0,000
	3,000	0,056	6,190	1,116
	6,000	0,106	12,379	2,118
	9,000	0,139	18,569	2,787
	12,000	0,150	24,758	3,000
	12,953	0,149	25,312	2,999
	13,906	0,147	25,867	2,994
	15,813	0,138	26,976	2,977
	19,625	0,115	29,194	2,916
	27,250	0,075	33,629	2,713
	34,875	0,049	38,065	2,456
	42,500	0,034	42,500	2,189

Temp. °C	Hohe Reduzierung		Geringe Reduzierung	
	EPS [‰]	SIG [N/mm ²]	EPS [‰]	SIG [N/mm ²]
1000°C	0,000	0,000	0,000	0,000
	3,200	0,279	6,425	0,558
	6,400	0,529	12,850	1,059
	9,600	0,697	19,275	1,394
	12,800	0,750	25,700	1,500
	13,806	0,746	26,303	1,499
	14,813	0,734	26,906	1,497
	16,825	0,692	28,113	1,488
	20,850	0,580	30,525	1,454
	28,900	0,376	35,350	1,345
	36,950	0,249	40,175	1,209
	45,000	0,174	45,000	1,069
1100°C	0,000	0,000	0,000	0,000
	4,000	0,140	7,500	0,279
	8,000	0,265	15,000	0,529
	12,000	0,348	22,500	0,697
	16,000	0,375	30,000	0,750
	16,984	0,374	30,547	0,750
	17,969	0,370	31,094	0,749
	19,938	0,356	32,188	0,746
	23,875	0,315	34,375	0,736
	31,750	0,227	38,750	0,699
	39,625	0,162	43,125	0,651
	47,500	0,119	47,500	0,597
1200°C	0,000	0,000	0,000	0,000
	2,000	0,000	2,000	0,000
	4,000	0,000	4,000	0,000
	6,000	0,000	6,000	0,000
	8,000	0,000	8,000	0,000
	9,313	0,000	9,313	0,000
	10,625	0,000	10,625	0,000
	13,250	0,000	13,250	0,000
	18,500	0,000	18,500	0,000
	29,000	0,000	29,000	0,000
	39,500	0,000	39,500	0,000
	50,000	0,000	50,000	0,000

Anhang D

Lebenslauf Carsten Peter

geboren am 23.10.1968 in Erlangen

Schul- und Berufsausbildung

1979 bis 1988	Gustav-Stresemann-Gymnasium in Bad Wildungen Abschluss: Abitur mit allgemeiner Hochschulreife
1988 bis 1990	Wehrdienst
1990 bis 1996	Studium des Bauingenieurwesen an der Ruhr-Universität Bochum Fachrichtung Konstruktiver Ingenieurbau Vertiefung: Grundbau, Bauverfahrenstechnik – Tunnelbau, Ingenieurholzbau Diplomarbeit: Tragverhalten von vertikalen Gründungspfählen bei horizontalen Anpralllasten
1996	Abschluss: Diplom-Ingenieur (Dipl.-Ing.)

Beruflicher und wissenschaftlicher Werdegang

seit 1996	IMM Maidl & Maidl Beratende Ingenieure GmbH & Co. KG Bochum, Universitätsstr. 142, D-44799 Bochum
seit 2011	Gastvorträge an der Fachhochschule Münster
seit 2013	Gutachter im Sachgebiet Geotechnik, Tätigkeitsbereiche Felsbau, Tunnelbau, Eisenbahn-Bundesamt Bonn (EBA)
seit 2013	Promotionsstudent an der Bergischen Universität Wuppertal im Fachbereich Bauingenieurwesen und Architektur
seit 2014	Gesellschafter bei IMM
seit 2015	Lehrbeauftragter für Baustatik an der TFH Bochum

Anhang E

Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau der Bergischen Universität Wuppertal:

- Heft 1 Andres, M.: Zum Stabilitätsnachweis von Schalentragsystemen aus Hochleistungsbeton, 2004; ISBN 978-3-940795-00-7
- Heft 2 Wörmann, R.: Zur Erfassung hygrothermischer Einflüsse auf das nichtlineare Trag- und Schädigungsverhalten von Stahlbetonflächentragsystemen, 2004; ISBN 978-3-940795-01-4
- Heft 3 Piel, W.: Zur Erhöhung der Durchstanztragfähigkeit von Flachdecken mit Stahlverbundsystemen, 2004; ISBN 978-3-940795-02-1
- Heft 4 Mahran, E.: Finite-Infinite-Elemente-Modellierung zur Simulation der Boden-Bauwerk-Flüssigkeit-Interaktion unter dynamischer Anregung, 2004; ISBN 978-3-940795-03-8
- Heft 5 Eusani, R.: Zur numerischen Zeitbereichssimulation der Aeroelastischen Instabilität bei Seilbrücken, 2005; ISBN 978-3-940795-04-5
- Heft 6 Stracke, J.: Flachdecken aus Konstruktions - Leichtbeton, 2005; ISBN 978-3-940795-05-2
- Heft 7 Hanswille, G., Porsch, M., Üstündağ, C.: Versuchsbericht SFB 398 -Projekt C8 - Teil 1, 2007; ISBN 978-3-940795-06-9
- Heft 8 Schäfer, M.: Zum Tragverhalten von Flachdecken mit integrierten hohlkastenförmigen Stahlprofilen, 2007; ISBN 978-3-940795-07-6
- Heft 9 Üstündağ, C.: Beitrag zur Bemessung von Verbundträgern unter ermüdungswirksamen Beanspruchungen, 2007; ISBN 978-3-940795-08-3
- Heft 10 Hanswille, G., Porsch, M.: Versuchsbericht über die Durchführung von 36 Push-Out-Versuchen; ISBN 978-3-940795-09-0
- Heft 11 Hanswille, G., Porsch, M.: Metallurgische Untersuchungen an Schweißnahtverbindungen, 2008; ISBN 978-3-940795-10-6
- Heft 12 Jamali, N.: On the Numerical Simulation of Friction-Isolated Structures, 2008; ISBN 978-3-940795-11-3
- Heft 13 Lippes, M.: Zur Bemessung von Hohlprofil – Verbundstützen aus hochfesten Stählen und Betonen, 2008; ISBN 978-3-940795-12-0
- Heft 14 Mihajlov, Viktor: Numerical Model for Spatial Steel and Composite Frame-Structures Exposed to Fire and Elevated Temperatures, 2009; ISBN 978-3-940795-13-7
- Heft 15 Neuhaus, Christian: Zur Identifikation selbsterregter aeroelastischer Kräfte im Zeitbereich, 2010; ISBN 978-3-940795-14-4
- Heft 16 Stopp, Kirsten: Trag- und Verformungsverhalten großflächig gegründeter Stahlbetontragsysteme unter Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Interaktion, 2010; ISBN 978-3-940795-15-1

-
- Heft 17 Porsch, Markus: Modellierung von Schädigungsmechanismen zur Beurteilung der Lebensdauer von Verbundkonstruktionen aus Stahl und Beton, 2010; ISBN 978-3-940795-16-8
- Heft 18 Mannsfeld, Thorsten Rolf: Tragverhalten von Stahlbetonflächentragwerken unter Berücksichtigung der temperaturbedingten Nichtlinearitäten im Brandfall, 2011; ISBN 978-3-940795-17-5
- Heft 19 Gelien, Marion: Ein Beitrag zur Bemessung von Stahlbetonstützen im Brandfall, 2011; ISBN 978-3-940795-18-2
- Heft 20 Festschrift Gerhard Hanswille, 2011; ISBN 978-3-940795-19-9
- Heft 21 Bergmann, Marco: Zur Bemessung von Hohlprofilverbundstützen im Brandfall, 2013; ISBN 978-3-940795-20-5
- Heft 22 Peter, Carsten: Tragverhalten von Verkehrstunneln im Brandfall mit einer Innenschale aus PP-Faserbeton, 2017; ISBN 978-3-940795-21-2