Die approbierte Originalversion dieser Dissertation ist an der Hauptbibliothek der Technischen Universität Wien aufgestellt (http://www.ub.tuwien.ac.at).

The approved original version of this thesis is available at the main library of the Vienna University of Technology (http://www.ub.tuwien.ac.at/englweb/).

Dissertation

Materialverhalten von hochfestem Beton unter thermomechanischer Beanspruchung

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines Doktors der technischen Wissenschaften (Dr.techn.)

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Dipl.-Ing. Sven Huismann
aus Berlin

Erstgutachter: O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dr.h.c. Ulrich Schneider
Institut für Hochbau und Technologie, Technische Universität Wien

Zweitgutachter: Dr. rer. nat. Birgit Meng, Dir. u. Prof.
Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Berlin

Berlin, im März 2010

Kurzfassung

Das Materialverhalten von hochfestem Beton unter thermomechanischer Beanspruchung unterscheidet sich wesentlich von dem des normalfesten Betons. Dies bedeutet, dass bestehende Annahmen sowie Berechnungsverfahren mit zugehörigen Materialparametern, die von einem normalfesten Beton ausgehen, nicht ohne weiteres auf den hochfesten Beton übertragen werden können. Im Rahmen dieser Arbeit wurde daher exemplarisch für einen hochfesten Beton das Verhalten unter thermomechanischer Beanspruchung untersucht. Dabei wurden die Einflüsse verschiedener Randbedingungen bei der Prüfung sowie der Einfluss von Polypropylenfasern (PP-Fasern) im Beton auf die thermomechanischen Materialeigenschaften charakterisiert und ein wesentlicher Beitrag zur Klärung der Ursachen geleistet. Weiterhin wurde mit Hilfe der gewonnenen Kennwertfunktionen ein Materialmodell entwickelt und damit das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonstützen aus hochfestem Beton unter Brandbeanspruchung rechnerisch beschrieben. Anhand eines Bauteilversuchs wurde das Berechnungsverfahren validiert. Die Bearbeitung erfolgte in drei Teilen.

In dem ersten Teil dieser Arbeit wurde ein thermomechanischer Prüfstand entwickelt, in dem die Ermittlung der thermomechanischen Materialkennwertfunktionen exemplarisch für einen hochfesten Beton erfolgte. Ein wesentlicher Untersuchungsgegenstand war der Einfluss der Belastungsgeschichte während der Erwärmung auf die Spannungs-Dehnungs-Linien. Dabei wurde eine Reduzierung des temperaturbedingten Abfalls der Festigkeit und des E-Moduls mit zunehmender Belastung und Temperatur festgestellt. Mit zerstörungsfreien und zerstörenden Prüfverfahren konnte gezeigt werden, dass die Belastung während der Erwärmung eine Orientierung der Risse bewirkt und dadurch der Abfall in der Festigkeit und dem E-Modul verringert wird.

Der Einfluss hoher lokaler Temperaturgradienten auf die thermomechanischen Kennwertfunktionen wurde ebenfalls untersucht. Zwar entstehen infolge thermomechanischer Spannungen zusätzliche Risse im Betongefüge, diese wirken sich jedoch nicht wesentlich auf die thermomechanischen Kennwertfunktionen aus.

Weiterhin wurde der Einfluss von PP-Fasern auf das Verformungsverhalten des Betons bei instationärer Temperaturbeanspruchung untersucht. Mit Hilfe thermogravimetrischer Versuche konnte gezeigt werden, dass die PP-Fasern durch ihre Wirkung im Beton den Feuchtetransport je nach Aufheizrate zwischen 180 °C und 250 °C beschleunigen. Dies führt zum Schwinden des Zementsteins, das der thermischen Dehnung entgegenwirkt und in der Verformungskurve als Stagnation wahrgenommen wird. Ohne PP-Fasern findet der Feuchtetransport wesentlich langsamer statt und eine Stagnation in der Verformungskurve bleibt aus. Bei Temperaturen oberhalb von 300 °C sind die thermischen Dehnungen des Betons mit PP-Fasern geringer und die mechanischen Dehnungen höher als ohne PP-Fasern.

In dem zweiten Teil dieser Arbeit wurden Stahlbetonstützen aus dem gleichen Beton, für den die thermomechanischen Kennwertfunktionen ermittelt wurden, unter Brandbeanspruchung geprüft. Nach der Beanspruchung erfolgte zusätzlich die Charakterisierung der Rissbildung mittels 3D-Röntgen-Computertomographie.

In dem dritten Teil dieser Arbeit wurde auf der Grundlage der Ergebnisse des ersten Teils ein Materialmodell in Anlehnung an den Eurocode 2 entwickelt. Mit diesem konnte das Trag- und Verformungsverhalten der Stahlbetonstützen aus hochfestem Beton im Brandfall hinreichend genau abgebildet werden. Im Rahmen der Validierung zeigte sich, dass die charakteristischen Kenngrößen des Modells (E-Modul und Festigkeit) zwingend aus den instationären Kriechversuchen abgeleitet werden müssen. Sofern die Festigkeit nur aus den stationären Versuchen abgeleitet wird, wird das Tragverhalten deutlich überschätzt.

Abstract

The thermomechanical behaviour of high strength concrete differs from normal strength concrete. Hence existing assumptions and calculation methods which are based on the behaviour of normal strength concrete cannot be used for high strength concrete without further modification. In this study the thermomechanical behaviour was investigated exemplarily for one high strength concrete. Thereby the influence of different test conditions as well as the influence of PP fibres in the concrete on the thermomechanical properties were studied. Furthermore a major contribution was made to the clarification of the main causes. Based on the obtained material characteristics a concrete material model was developed. It was validated with a column fire test and enables the numerical simulation of reinforced high strength concrete columns under fire load. The study was accomplished in three parts.

In the first part of the study a test device was developed in which the thermomechanical properties were determined exemplarily for one high strength concrete. One essential object of investigation was the influence of the load history during heating on the stress-strain-relation. It was observed that increasing load and temperature resulted in a reduction of the temperature induced decrease of compressive strength and modulus of elasticity. With non-destructive and destructive testing methods it was shown that the load causes an orientation of the cracks which leads to the reduction of the loss in compressive strength and modulus of elasticity.

The influence of high local temperature gradients on the thermomechanical properties of the material was also investigated. The thermomechanically induced stresses are causing additional formation of cracks in the microstructure, but their influence on the material properties is not significant.

Furthermore the influence of PP fibres on the transient strain was investigated in more detail. Thermogravimetric experiments showed that due to the influence of PP fibres the moisture transport proceeds accelerated in the temperature range from 180 °C to 250 °C depending on the heating rate. This leads to shrinkage of the cement paste that counteracts the thermal strain and is visible as stagnation in the deformation curve. Without PP fibres the moisture transport proceeds more slowly and hence no stagnation is observed in the deformation curve. Above 300 °C the concrete with PP fibres exhibits lower thermal strain and higher mechanical strain than concrete without PP fibres.

In the second part of the study reinforced concrete columns made of the same high strength concrete were tested under fire load. After the exposure, the crack formation was characterised with 3D X-ray computer tomography.

In the third part of the study a concrete material model according to Eurocode 2 was developed based on the results obtained in the first part of the study. Applying this model the deformation behaviour and the fire resistance time of the columns under fire load were simulated with sufficient accuracy. The validation revealed that the characteristic material properties (compressive strength and modulus of elasticity) have to be deduced from transient creep tests. If the compressive strength is derived only from stationary tests the fire resistance time is significantly overestimated.

Inhalt

1 Problem- und Zielstellung 1

2 Stand der Forschung 3

2.1 Baustoffverhalten von Beton bei hohen Temperaturen 3

2.1.1 Gefügeveränderungen von Beton bei instationärer Temperaturbeanspruchung 3

2.1.2 Prüfregime für die Ermittlung des Festigkeits- und Verformungsverhaltens 7

2.1.3 Spannungs-Dehnungs-Linien, Festigkeit, E-Modul und Bruchdehnung 9

2.1.4 Verformungsverhalten von Beton bei instationärer Temperaturbeanspruchung 21

2.1.5 Zerstörungsfreie Charakterisierung der Rissbildung durch Schallemissionsanalyse (SEA) und Ultraschallverfahren (US) 26

2.1.6 Abplatzverhalten von Beton unter Brandbeanspruchung 28

2.2 Bauteilverhalten von Stahlbetonstützen unter Brandbeanspruchung 31

2.3 Bemessungsverfahren für Stahlbetonstützen unter Brandbeanspruchung 33

3 Lösungsansatz 35

4 Baustoffuntersuchungen 37

4.1 Thermomechanischer Prüfstand 37

4.1.1 Vorüberlegungen 37

4.1.2 Prüfeinrichtung 37

4.1.3 Belastungseinrichtung 38

4.1.4 Verformungsmesseinrichtung 40

4.1.5 Vergleich und Bewertung der Messsysteme 41

4.1.6 Erwärmungsvorrichtung 43

4.1.7 Messsystem für die SEA und US-Messungen 43

4.2 Versuchsprogramm 46

4.2.1 Betontechnologische Daten 46

4.2.2 Temperatur- und Lastregime 47

4.3 Temperaturmessungen 49

4.3.1 Aufheizrate 1 K/min 49

4.3.2 Aufheizrate 15 K/min 52

4.4 Messungen des Massenverlusts 54

4.5 Rissbildung bei hohen Temperaturen 56

4.5.1 SEA und US-Messungen während der thermischen Beanspruchung 56

4.5.2 US-Messungen nach der thermischen Beanspruchung im abgekühlten Zustand 68

4.5.3 Mikroskopische Untersuchungen 70

4.5.4 Strukturuntersuchungen mittels Quecksilberdruckporosimetrie 71

4.6 Thermomechanisches Verhalten 75

4.6.1 Spannungs-Dehnungs-Linien, Festigkeit, E-Modul und Bruchdehnung 75

4.6.2 Verformungsverhalten von Beton bei instationärer Temperaturbeanspruchung 87

4.7 Zusammenfassung der Baustoffuntersuchungen 95

5 Bauteiluntersuchungen an Stahlbetonstützen aus hochfestem Beton unter Brandbeanspruchung 98

5.1 Prüfprogramm 98

5.1.1 Probekörper 98

5.1.2 Stützenprüfofen 99

5.1.3 Durchführung der Prüfungen 100

5.2 Versuchsergebnisse 100

5.2.1 Temperaturen 100

5.2.2 Verformungen und Kräfte 102

5.2.3 Versagen 103

5.2.4 Vergleich mit Experimenten aus der Literatur 104

5.3 Untersuchung der brandbeanspruchten Stütze mit 3D-Computertomographie 105

5.4 Zusammenfassung der Bauteiluntersuchungen 108

6 Numerische Simulation 109

6.1 Materialmodellierung 109

6.1.1 Thermisch 109

6.1.2 Mechanisch 112

6.2 Simulationsprogramm 117

6.3 Simulation der Baustoffversuche 118

6.4 Simulation des Bauteilversuchs 119

6.4.1 Modellierung 120

6.4.2 Ergebnisse 121

6.5 Zusammenfassung der numerischen Simulation 128

7 Zusammenfassung 129

8 Ausblick 131

9 Literatur 133

Anhang A Betoneigenschaften und Probekörperdaten 141

Anhang B Analytische Beschreibung der Ergebnisse aus den Baustoffuntersuchungen 143

Anhang C Bemessung der Stahlbetonstütze 146

Anhang D Temperaturmessungen der Stahlbetonstütze 147

Anhang E Temperaturberechnung am Betonzylinder 148

Anhang F Materialkennwerte für die Simulationsrechnungen 149

Danksagung 154

Symbole und Abkürzungen

Kleine lateinische Buchstaben

f_{ck}	Charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit
f_{cd}	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit
$f_c(T, \alpha)$	Druckfestigkeit bei der Temperatur T und dem Belastungsgrad α
$f_c(20\ °C)$	Druckfestigkeit bei 20 °C
$f_{ct}(T)$	Zugfestigkeit bei der Temperatur T
$f_{sy}(T)$	maximale Stahlspannung bei der Temperatur T
$f_{sp}(T)$	Proportionalitätsgrenze des Stahls bei der Temperatur T
v_{US}	Ultraschallgeschwindigkeit
e	Exzentrizität
l	Länge
n(T)	Faktor der rechnerischen Spannungs-Dehnungs-Linien
k(T)	Faktor der rechnerischen Spannungs-Dehnungs-Linien
q_c	Wärmestrom durch Konvektion
q_s	Wärmestrom durch Strahlung

Große lateinische Buchstaben

E (T, α)	Elastizitätsmodul bei der Temperatur T und dem Belastungsgrad α
F	Kraft
$N_{Ed,fi}$	Einwirkung im Brandfall
N_{Rd}	Bemessungswert der Tragfähigkeit bei Normaltemperatur
T_m	Mittlere Oberflächentemperatur
T_{max}	Maximale Referenztemperatur des Probekörpers
T_{krit}	kritische Temperatur im instationären Kriechversuch
T_F	Brandraumtemperatur
T_S	Bauteiloberflächentemperatur im Brandfall
dT / dt	Aufheizrate

Griechische Buchstaben

α	Belastungsgrad σ_i / f_c(20 °C)
α_c	Wärmeübergangskoeffizient
α_{cc}	Abminderungsfaktor nach EC 2
ε_{ult} (T,α)	Bruchdehnung bei der Temperatur T und dem Belastungsgrad α
ε_{ges} (T,α)	Gesamtdehnung im instationären Kriechversuch bei der Temperatur T und dem Belastungsgrad α
$\varepsilon_{tr,k}$ (T,α)	Instationäre Kriechdehnung bei der Temperatur T und dem Belastungsgrad α
ε_{el} (T,α)	Elastische Dehnung bei der Temperatur T und dem Belastungsgrad α
ε_{th} (T,α = 0)	Thermische Dehnung bei der Temperatur T
ε_{pl} (T,α)	Plastische Dehnung bei der Temperatur T und dem Belastungsgrad α
ε_m (T,α)	Mechanische Dehnung bei der Temperatur T und dem Belastungsgrad α
ε_{c1} (T)	Bruchdehnung bei der Temperatur T in den aus den instationären Kriechversuchen entwickelten Spannungs-Dehnungs-Linien
ε_{sy} (T)	Dehnung bei Erreichen der maximalen Stahlspannung bei der Temperatur T
ε_{sp} (T)	Dehnung bei Erreichen der Streckgrenze des Stahls bei der Temperatur T
γ_c	Teilsicherheitsbeiwert für Beton
μ_{fi}	Lastausnutzungsgrad
ν	Querdehnzahl
σ_i	Spannung während der instationären Temperaturbeanspruchung

Abkürzungen

DPA	Druckplattenabstand
EC	Eurocode
HSC	Hochfester Beton
PP-Fasern	Polypropylenfasern
RILEM	Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherche sur les Matériaux et les Constructions
SE	Schallemission
SEA	Schallemissionsanalyse
US	Ultraschall
w/z-Wert	Wasserzementwert
ZFP	Zerstörungsfreie Prüfverfahren
3D-CT	Dreidimensionale Computertomographie

1 Problem- und Zielstellung

Hochfester Beton (HSC) unterscheidet sich hinsichtlich des Festigkeits- und Verformungsverhaltens deutlich vom normalfesten Beton. Der temperaturbedingte relative Festigkeitsabfall ist größer, und es treten höhere mechanische Verformungen als bei normalfestem Beton auf. Für den konstruktiven Ingenieur bedeutet dies, dass bestehende Annahmen sowie Berechnungsverfahren mit zugehörigen Materialparametern, die von einem normalfesten Beton ausgehen, nicht ohne weiteres auf den hochfesten Beton übertragen werden können.

Das Festigkeits- und Verformungsverhalten des HSC wird neben den charakteristischen Baustoffeigenschaften von den experimentellen Randbedingungen beeinflusst. Einer dieser Einflüsse ist die Belastungsgeschichte, d. h. die mechanische Belastung während der thermischen Beanspruchung. Dabei spielt insbesondere die Rissbildung eine entscheidende Rolle. Grundlegende Untersuchungen hierzu sind für HSC bislang nicht bekannt. Es liegen lediglich Ergebnisse aus phänomenologischen Untersuchungen vor. Besondere Bedeutung gewinnt dieser Einfluss bei Stahlbetonstützen, da diese auch unter Brandbeanspruchung meist hoch belastet sind. Weitere Einflüsse auf das Festigkeits- und Verformungsverhalten sind in Bereichen mit hohen lokalen Temperaturgradienten, wie sie bei Stahlbetonstützen unter Brandbeanspruchung auftreten, zu vermuten. Die äußeren Bereiche des Probekörperquerschnitts dehnen sich dabei stärker aus als die Inneren, sodass theoretisch hohe Spannungen entstehen, die bei Erreichen der Zugfestigkeit des Betons durch Rissbildungen abgebaut werden. Eine derartige Schädigung wird in Berechnungsmodellen bzw. den zugehörigen Materialkennwertfunktionen bislang nicht erfasst, da in den thermomechanischen Versuchen die Aufheizrate begrenzt wird. Inwiefern durch höhere Aufheizraten das Baustoffverhalten des HSC beeinflusst wird, wurde bislang nicht hinreichend untersucht.

Das Verformungsverhalten bei instationärer Temperaturbeanspruchung wird maßgebend durch das instationäre Temperaturkriechen bestimmt. Dieses findet im Zementstein statt. Da in HSC zur Verhinderung explosionsartiger Abplatzungen Polypropylenfasern (PP-Fasern) eingesetzt werden, die den Feuchtetransport im Beton erhöhen, ist anzunehmen, dass auch das Verformungsverhalten hierdurch beeinflusst wird. Systematische Untersuchungen hierzu sind jedoch nicht bekannt.

Um das Trag- und Verformungsverhalten von Bauteilen unter Brandbeanspruchung rechnerisch zu beschreiben, wird immer ein Materialmodell benötigt. Generell gilt jedoch, dass das Modell und das Berechnungsverfahren anhand mindestens eines Bauteilversuchs validiert werden muss. Die bislang angewandten Berechnungsverfahren für Stahlbetonstützen unter Brandbeanspruchung berücksichtigen jedoch nur unzureichend das tatsächliche Baustoffverhalten. Insbesondere die oben dargestellten Einflüsse auf das Festigkeits- und Verformungsverhalten des Betons werden nicht berücksichtigt. Es ist jedoch anzunehmen, dass sich diese insbesondere auf die Feuerwiderstandsdauer von Stahlbetonstützen im Brandfall auswirken.

Aus dem aufgezeigten Forschungsbedarf werden die folgenden Ziele für diese Arbeit abgeleitet:

1. Untersuchung des Baustoffverhaltens (Festigkeits- und Verformungsverhalten) von HSC unter:

   a) stationärer Temperaturbeanspruchung

      Dabei sind der Einfluss der Belastungsgeschichte während der Erwärmung sowie der Einfluss hoher lokaler Temperaturgradienten auf die Spannungs-Dehnungs-Linien zu charakterisieren.

   b) instationärer Temperaturbeanspruchung

      Hierbei ist der Einfluss der PP-Fasern auf das Verformungsverhalten während der Erwärmung zu quantifizieren.

   Diese Untersuchungen sind zum einen phänomenologisch durchzuführen und zum anderen sollen die maßgebenden Mechanismen erklärt werden. Da hierbei die Rissbildung als Schädigungsart von entscheidender Bedeutung ist, ist diese besonders zu charakterisieren.

   Dieser Teil des Untersuchungsprogramms nimmt den Hauptanteil dieser Arbeit ein.

2. Untersuchung des Bauteilverhaltens

   Im Hinblick auf die Validierung des zu entwickelnden Materialmodells ist mindestens ein Bauteilversuch an einer Stahlbetonstütze durchzuführen. Dabei werden die Betrachtungen zunächst auf zentrisch belastete Stützen sowie auf hochfesten Beton mit PP-Fasern beschränkt.

3. Rechnerische Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens

   Mit den im Rahmen der Baustoffuntersuchungen experimentell ermittelten Materialkennwertfunktionen soll ein Materialmodell entwickelt und damit das Trag- und Verformungsverhaltens von Stahlbetonstützen aus hochfestem Beton im Brandfall rechnerisch beschrieben werden. Dabei ist ein numerisches Simulationsprogramm einzusetzen.

Eine schematische Darstellung des Untersuchungskonzeptes ist in Bild 1.1 dargestellt.

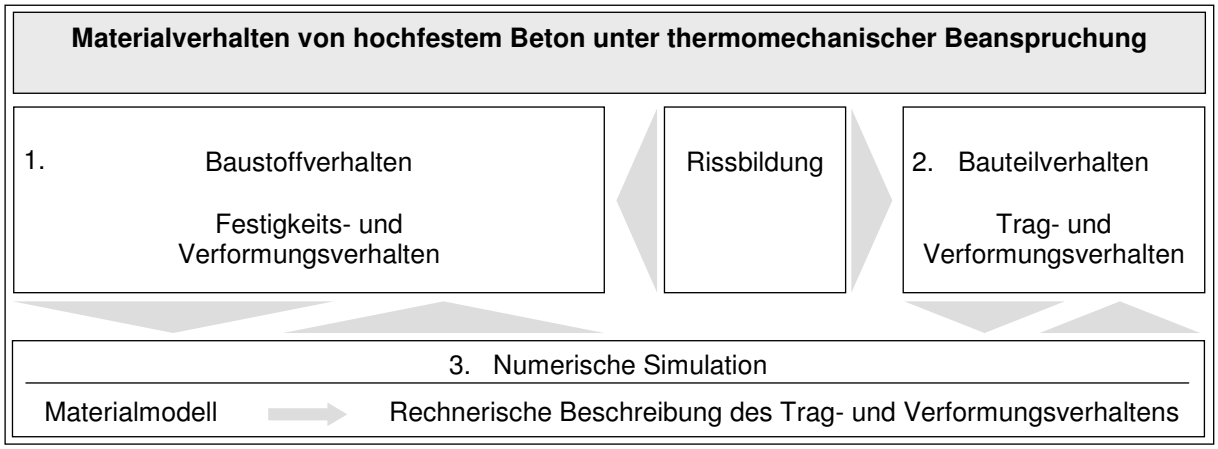


Bild 1.1: Schematische Darstellung des Untersuchungskonzeptes

2 Stand der Forschung

2.1 Baustoffverhalten von Beton bei hohen Temperaturen

2.1.1 Gefügeveränderungen von Beton bei instationärer Temperaturbeanspruchung

Die Hauptkomponenten des Betons sind die Gesteinskörnung und der Zementstein. Bei hochfesten Betonen werden außerdem Zusatzstoffe wie z. B. Mikrosilika eingesetzt, um ein dichteres Gefüge und damit höhere Festigkeiten zu erreichen.

Der Zementstein (Portlandzement) besteht zum größten Teil aus den Calciumsilikathydraten (CSH), welche maßgebend zur Festigkeitsbildung beitragen. Weitere Bestandteile sind das Calciumhydroxid (CH) und das Calciumaluminathydrat (CAH), sowie unhydratisierter Zementklinker. In geringer Menge sind noch Ettringit und Monosulfat enthalten. Insgesamt werden diese Verbindungen als Zementgel bezeichnet. Es ist mit feinen Poren, den sogenannten Gelporen durchsetzt (siehe [121]).

Die bei thermischer Einwirkung im Beton ablaufenden Umwandlungs- und Zersetzungsreaktionen sind für einen Beton mit quarzitischer Gesteinskörnung in Tabelle 2.1 dargestellt.

Tabelle 2.1: Umwandlungs- und Zersetzungsreaktionen von quarzitischem Beton in Anlehnung an [103, 105], [123] und [48]

Temperaturbereich [°C]	**Reaktion**	
30 - 120	Entweichen des physikalisch gebundenen Wassers	
> 120	Gelabbau	Dehydratation 1. Stufe
450 - 550		Portlanditzerfall $Ca(OH)_2 \rightarrow CaO + H_2O$
600 - 700		Zersetzung der CSH Phasen; Bildung von β-C_2S
573	α - β - Quarzumwandlung (Gesteinskörnung)	
1100 - 1200	Schmelzen des Betons	

Bei den Veränderungen im Zementstein unter Einwirkung hoher Temperaturen handelt es sich in erster Linie um Entwässerungsreaktionen sowohl des physikalisch als auch des chemisch gebunden Wassers. Diese sind oberhalb von 700 °C abgeschlossen. Bei zunehmender Temperatur verdampft und entweicht zunächst das freie und physikalisch gebundene Wasser bis ca. 120 °C. Das in den sehr feinen Gelporen gebundene Wasser kann jedoch auf Grund der dort wirkenden physikalischen Gesetzmäßigkeiten erst bei höheren Temperaturen verdampfen. Der Abbau des Zementgels beginnt nach *Schneider* [103] ungefähr ab 120 °C. Nach *Hamarthy* [48] setzt dieser bereits bei geringeren Temperaturen ein. Mit zunehmender Temperatur wird der Zementstein kontinuierlich bis ca. 700 °C abgebaut. Zwischen 450 °C und 550 °C zerfällt das Portlandit ($Ca(OH)_2 \rightarrow CaO + H_2O$) und zwischen 600 °C und 700 °C werden die noch stabilen CSH Phasen des Zementsteins unter der Bildung von β-C_2S zersetzt. Oberhalb von 700 °C treten bis zum Schmelzen ab 1100 °C keine wesentlichen Veränderungen im Zementstein auf.

Die im Rahmen dieser Arbeit eingesetzte quarzitische Gesteinkörnung wird durch thermische Einwirkung vergleichsweise gering beeinflusst. Im Gegensatz dazu werden kalkhaltige Gesteinskörnungen infolge der Dekarbonatisierung des Kalksteins ($CaCO_3 \rightarrow CaO + CO_2$) zwischen 600 °C und 900 °C deutlich geschädigt.

Durch derartige Umwandlungs- und Zersetzungsreaktionen schwindet der Zementstein und es entstehen Risse im Gefüge. Hinzu kommt, dass die Gesteinskörnung eine positive thermische Ausdehnung besitzt. Infolge dieser thermischen Inkompatibilität können Risse vor allem in der Verbundzone zur Gesteinskörnung entstehen.

Weitere Einflüsse auf das Gefüge des Betons stellen lokale Temperaturunterschiede dar. Hierdurch entstehen Eigenspannungen, die bei Überschreiten der Zugfestigkeit zu Rissbildung führen. Aber auch lokale Porendrücke, als Folge des bei der Phasenumwandlung expandierenden Wassers, sowie der damit verbundene Feuchtetransport können nach *Waubke und Schneider* [124] eine Ursache für Rissbildung sein.

Alle diese Veränderungen im Betongefüge beeinflussen die mechanischen Eigenschaften des Betons.

Eine geeignete Untersuchungsmethode zur Charakterisierung des Gefüges ist die Quecksilberdruckporosimetrie, mit der Poren mit Radien von 4 nm bis 50 µm erfasst werden können. Sie beruht auf dem Prinzip, dass Quecksilber als nicht benetzende Flüssigkeit nur unter Einwirkung eines äußeren Drucks in ein poröses System eindringt. Das in die Probe eingepresste Quecksilbervolumen wird in Abhängigkeit des aufgebrachten Drucks gemessen. Der Porendurchmesser errechnet sich unter Annahme eines zylindrischen Porenmodells aus Gleichung (2.1) [107].

$$d = 2 \cdot \sigma \cdot \frac{\cos \vartheta}{P} \tag{2.1}$$

d Porendurchmesser (m)

σ Oberflächenspannung des Quecksilbers (0,48 N/m)

ϑ Kontaktwinkel zwischen Quecksilber und Beton (140 °)

P Druck (N/m^2)

Da die realen Poren im Betongefüge von dem zylindrischen Modell abweichen und es sich teilweise um Risse handelt, werden auch diese in dem gemessenen Porenvolumen abgebildet.

In Bild 2.1 sind die Ergebnisse der Quecksilberdruckporosimetrie von *Diederichs et al.* [20] exemplarisch für einen hochfesten Beton mit Mikrosilika und Basalt als Gesteinskörnung dargestellt.

Aus vergleichenden Messungen an reinem Zementstein konnte die Porosität des Zementsteins (Bild 2.1 - helle Bereiche) von der Porosität der Verbundzone einschließlich der Poren aus unzureichender Verdichtung sowie Schwindrisse (Bild 2.1 - gepunktete Bereiche) getrennt werden.

Die Porosität des Zementsteins nimmt bereits bei einer Trocknung bei 105 °C zu und verschiebt sich zu größeren Porenradien. Bei weiterer Temperaturerhöhung bleiben der Anteil an Zementsteinporen sowie der mittlere Porenradius bis 450 °C nahezu konstant. Die Erhöhung des differentiellen Porenvolumens zwischen 4 und 10 nm bei 600 °C ist auf den Zerfall des Portlandits zwischen 450 °C und 550 °C und die Entstehung des porösen CaO zurückzuführen.

Die Porosität der Verbundzone bzw. Risse in der Matrix werden maßgebend durch die thermisch Inkompatibilität der Komponenten Zementstein und Gesteinskörnung hervorgerufen (siehe z. B. *Hinrichsmeyer* [50]). Sowohl das Porenvolumen als auch der mittlere Porenradius nehmen mit steigender Temperatur zu.

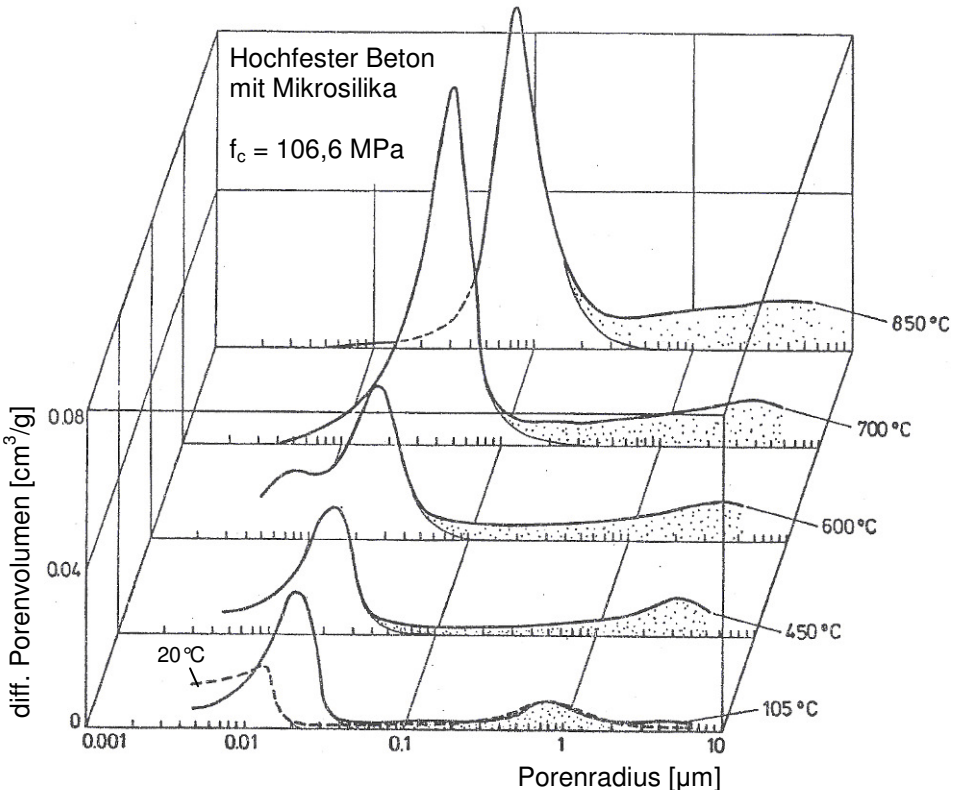


Bild 2.1: Porenradienverteilung eines thermisch beanspruchten hochfesten Betons aus [20]

Eine weitere Kenngröße zur Charakterisierung des Betongefüges ist die Permeabilität. Sie beschreibt die Durchlässigkeit eines Mediums durch den Probekörper. *Schneider und Herbst* [110] sowie *Debicki et al.* [10] messen die Gas-Permeabilität direkt bei hohen Temperaturen, wohingegen *Zeiml* [128], *Kalifa et al.* [60] sowie *Hagar und Tracz* [46] die Permeabilität nach der thermischen Beanspruchung bei 20 °C messen. Allen Methoden ist jedoch gemeinsam, dass die Messungen im stationären Zustand durchgeführt werden. Besondere Bedeutung bekommt die Permeabilität bei dem Vergleich von Betonen mit und ohne PP-Fasern. Im Allgemeinen wird festgestellt, dass die Fasern bei Erreichen der Schmelztemperatur von 160 °C eine höhere Permeabilität des Betons hervorrufen. Dazu sind Bild 2.2 exemplarisch die Ergebnisse der Permeabilitätsmessungen an einem Normalbeton mit quarzitischer Gesteinskörnung von *Zeiml* [128] dargestellt.

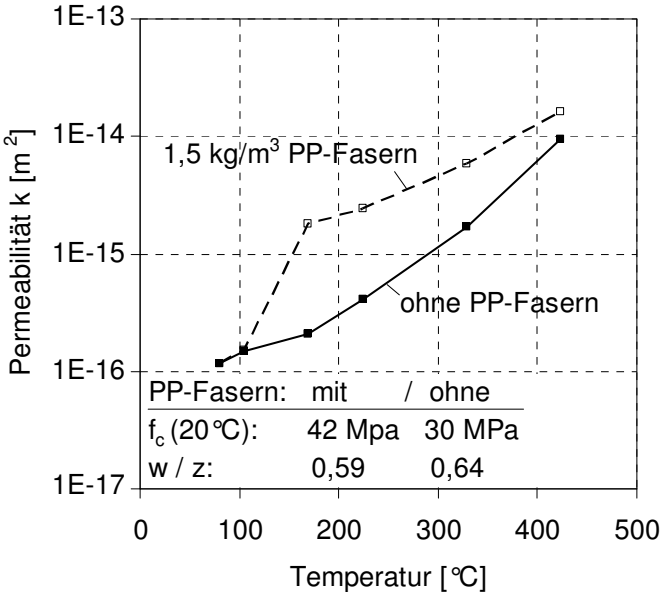


Bild 2.2: Permeabilität k für normalfesten Beton mit und ohne PP-Fasern nach verschieden hoher Temperaturbeanspruchung [128]

2.1.2 Prüfregime für die Ermittlung des Festigkeits- und Verformungsverhaltens

Für die Ermittlung des Festigkeits- und Verformungsverhaltens von Beton und den entsprechenden Materialkennwertfunktionen werden spezielle Prüfregime benötigt. Dazu wurden im Rahmen der RILEM Technical Komitees TC 129 MHT bzw. TC 200 HTC entsprechende Empfehlungen (engl. Recommendations) ausgearbeitet. Bild 2.3 zeigt eine Übersicht für die im Rahmen dieser Arbeit angewandten Regime.

Bei der Ermittlung der Spannungs-Dehnungs-Linien nach *RILEM Recommendation* [97] werden die Probekörper zunächst unter konstanter mechanischer Belastung σ_i mit der Aufheizrate dT / dt bis zur Temperatur T_{max} erwärmt. Dabei ist der Belastungsgrad α als Verhältnis der Spannung σ_i zur Druckfestigkeit bei 20 °C f_c (20 °C) definiert. Bei Erreichen der maximalen Temperatur T_{max} wird diese zur gleichmäßigen Durchwärmung der Probekörper über einen definierten Zeitraum konstant gehalten. Anschließend wird der Probekörper entlastet. Dann erfolgt zeitnah in der Phase (5) die mechanische Belastung entweder kraft- oder verformungsgeregelt bis zum Bruch.

Die Kenngrößen sind die Festigkeit f_c (T, α) als maximale Spannung σ_{max} bei Erreichen des Bruchs, die Bruchdehnung ε_{ult} (T, α) als maximale Dehnung bei Erreichen des Bruchs und der Elastizitätsmodul E (T, α). Dieser beschreibt die Steigung der Spannungs-Dehnungs-Linie im elastischen Bereich. Nach *RILEM Recommendation* [96] wird er in einem gesonderten Verfahren bestimmt, in der Literatur ist er jedoch in der Regel vereinfachend als Steigung der Spannungs-Dehnungs-Linie zu finden. Alle drei Größen sind von der Temperatur T_{max} und dem Belastungsgrad $\alpha = \sigma_i / f_c$ (20 °C) während der thermischen Beanspruchung abhängig.

Zur Ermittlung der Verformungen bei instationärer Temperaturbeanspruchung werden instationäre Kriechversuche durchgeführt. Dabei werden die Probekörper nach *RILEM Recommendation* [95] unter der mechanischen Belastung σ_i bis zum Bruch, bzw. bis zu der maximalen Temperatur T_{max} erwärmt und die Dehnungen ε_{ges} (T, α) gemessen. Sofern die Belastung $\sigma_i = 0$ ist, entspricht ε_{ges} nach *RILEM Recommendation* [94] der thermischen Dehnung ε_{th}.

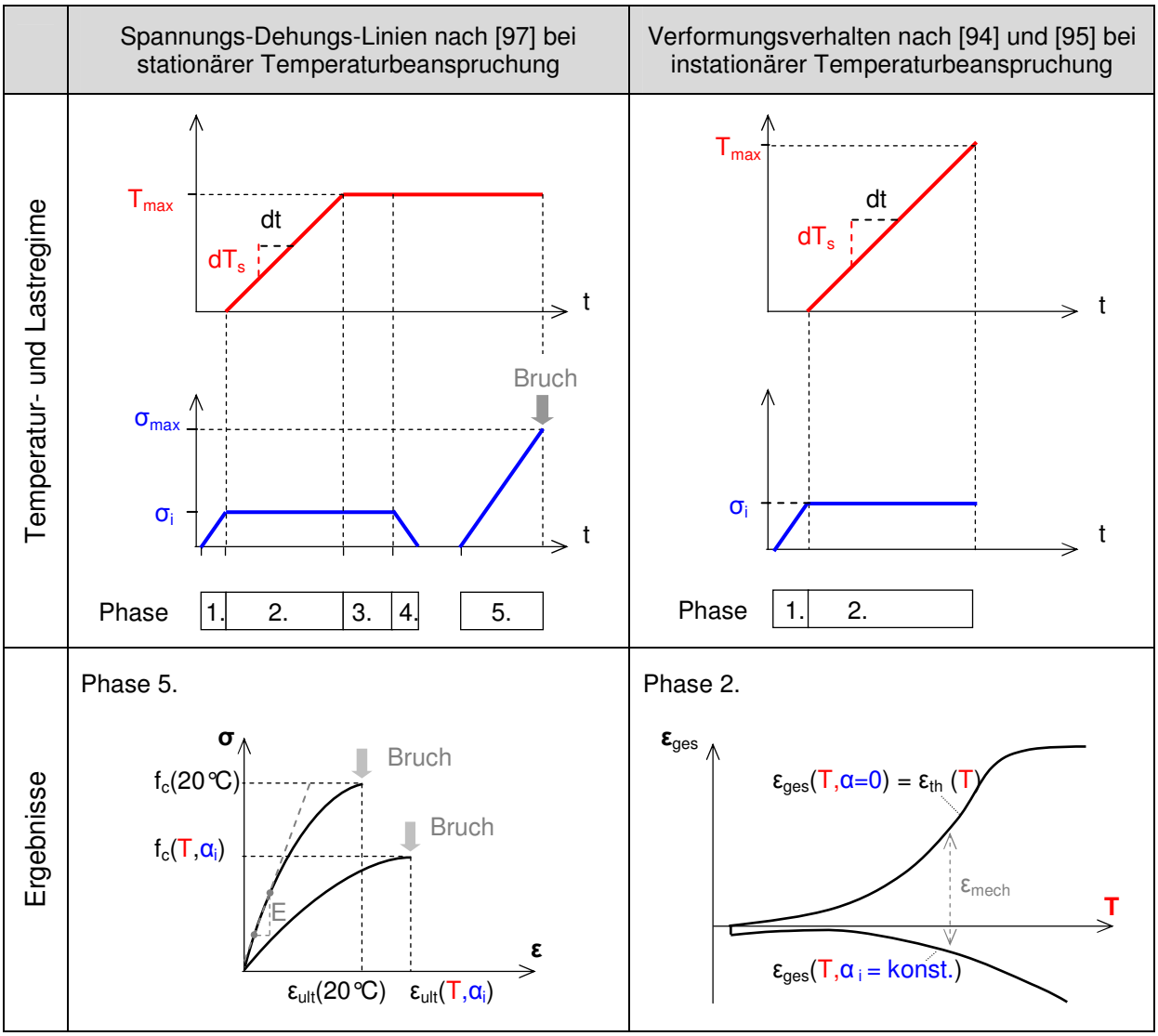


Bild 2.3: Prüfregime und Ergebnisse für die Ermittlung des Festigkeits- und Verformungsverhaltens ($\alpha = \sigma_i / f_c$ (20 °C))

Zur Minimierung der Rissbildung werden die Aufheizraten dT/dt in Abhängigkeit des Probekörperdurchmessers begrenzt. Die Probekörper sind in der Regel Zylinder mit einem Durchmesser zwischen 50 und 100 mm und einer Schlankheit von 2 bis 4. In der vorliegenden Arbeit werden die thermomechanischen Kennwerte in Anlehnung an die *RILEM Recommendations* an zylindrischen Probekörpern mit einem Durchmesser von 100 mm und einer Höhe von 300 mm durchgeführt.

2.1.3 Spannungs-Dehnungs-Linien, Festigkeit, E-Modul und Bruchdehnung

2.1.3.1 Einfluss der Belastungsgeschichte während der thermischen Beanspruchung

Die thermomechanischen Materialkennwertfunktionen werden durch die Belastungsgeschichte, dass heißt durch die mechanische Belastung während der thermischen Beanspruchung, deutlich beeinflusst. Die Höhe der Belastung wird im Folgenden durch den Belastungsgrad α ausgedrückt.

Um den Einfluss des Belastungsgrades auf die Spannungs-Dehnungs-Linien und die Notwendigkeit für systematische Untersuchungen aufzuzeigen, werden bisher veröffentlichte Untersuchungsergebnisse dargestellt. Sie unterscheiden sich vor allem in der Höhe der Festigkeit des Betons, der mechanischen Belastung und der Art der Gesteinskörnung.

Es sei jedoch vorangestellt, dass die Vergleichbarkeit bisher vorliegender Ergebnisse auf Grund der unterschiedlichen Randbedingungen bei den Prüfungen nur eingeschränkt möglich ist. Dazu zählen die Probekörpergeometrie, die betontechnologischen Eigenschaften, die Belastungsgrade α sowie die Prüfregime für die thermische und mechanische Belastung.

2.1.3.1.1 Schneider et al. [109] (normalfester Beton)

Schneider et al. [109] untersuchten diverse normalfeste Betone sowie Leichtbetone. In Bild 2.4 und Bild 2.5 ist eine systematische Auswahl der Ergebnisse dargestellt. Dabei handelt es sich um normalfeste Betone mit quarzitischer Gesteinskörnung, die unter verschiedenen Belastungsgraden erwärmt wurden. Die Festigkeit lag bei 27 MPa bzw. 48 MPa. Die verwendeten zylindrischen Probekörper hatten einen Durchmesser von 80 mm und eine Höhe von 300 mm.

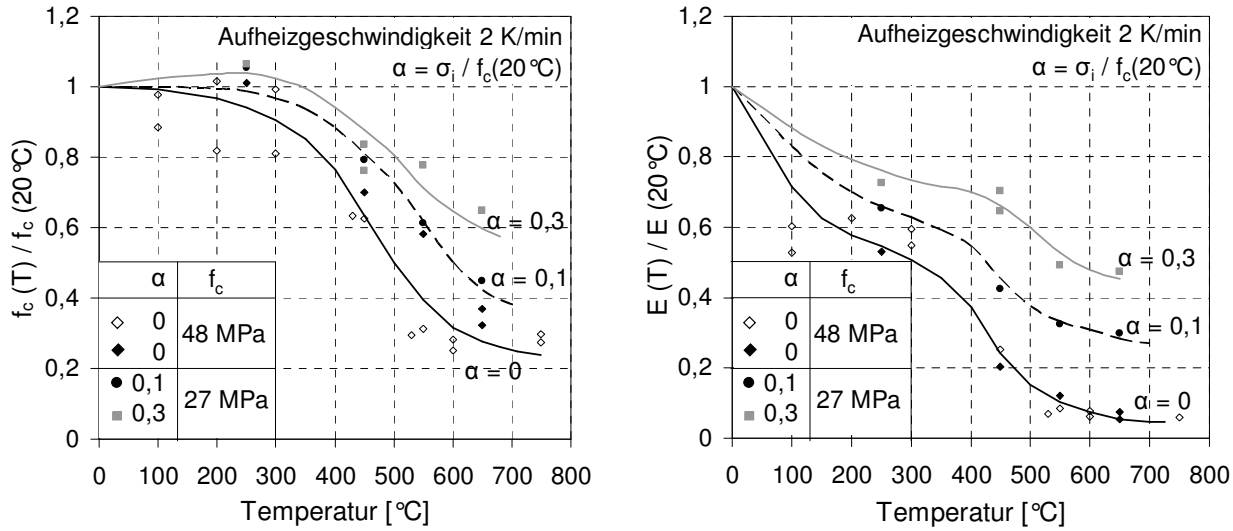


Bild 2.4: Relative temperaturabhängige Festigkeit (links) und E-Modul (rechts) von normalfestem Beton für verschiedene Belastungsgrade nach [109]

Der Belastungsgrad α wirkt sich besonders stark auf den E-Modul und die Bruchdehnung und in einem etwas geringerem Maß auf die Festigkeit aus. Er führt bei $\alpha > 0$ zu einem geringeren Abfall der Festigkeit und des E-Moduls als bei den unbelastet erwärmten Probekörpern. Bei der Bruchdehnung wird eine Reduzierung festgestellt. *Schneider et al.* [109] stellen weiterhin fest, dass ab einem Belastungsgrad $\alpha > 0{,}3$ der

Einfluss der mechanischen Belastung während der Erwärmungsphase auf die Festigkeit keine weitere Veränderung im Vergleich zu α = 0,3 bewirkt (siehe Bild 2.4).

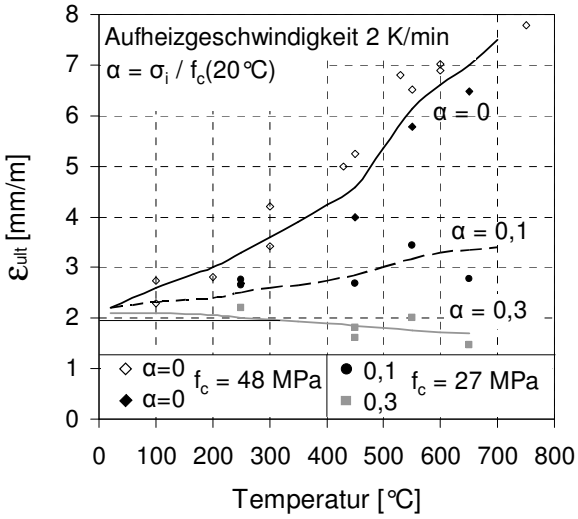


Bild 2.5: Temperaturabhängige Bruchdehnung von normalfestem Beton
für verschiedene Belastungsgrade nach [109]

2.1.3.1.2 Anderberg und Thelandersson [2] (normalfester Beton)

Der von *Anderberg und Thelandersson* [2] untersuchte Beton enthielt quarzitische Gesteinskörnung mit einem Größtkorn von 12 mm. Die zylindrischen Probekörper hatten einen Durchmesser von 75 mm und eine Höhe von 150 mm. Die Aufheizgeschwindigkeit für die Festigkeitsuntersuchungen lag bei 5 K/min. Nur vereinzelt wurde die Aufheizgeschwindigkeit auf 1 K/min abgesenkt. Die Last wurde kraftgeregelt aufgebracht und die Verformungen über den Druckplattenabstand gemessen. Der Elastizitätsmodul wurde als Sekantensteifigkeit zwischen 0 und 30 % der jeweiligen temperaturabhängigen Druckfestigkeit gebildet. Die Belastungsgrade lagen zwischen α = 0,17 und α = 0,225.

Aus den Ergebnissen (siehe Bild 2.6 und Bild 2.7) kann wie bei *Schneider et al.* [109] eine Reduzierung des Abfalls im E-Modul und eine Abnahme der Bruchdehnung mit zunehmender mechanischen Belastung während der Erwärmung festgestellt werden. Hingegen ist der Einfluss auf die Festigkeit in diesen Untersuchungen nur unwesentlich. Dabei ist allerdings anzumerken, dass die in der Aufheizphase belasteten Probekörper nur Einzelwerte darstellen und die Messwerte relativ stark streuen.

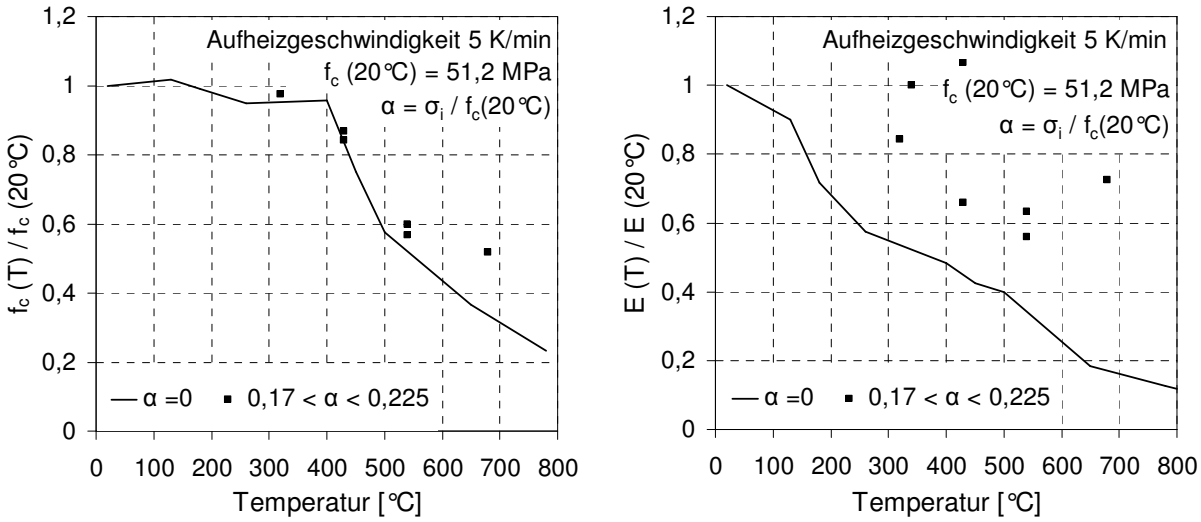


Bild 2.6: Relative temperaturabhängige Festigkeit (links) und E-Modul (rechts) von normalfestem Beton für verschiedene Belastungsgrade nach [2]

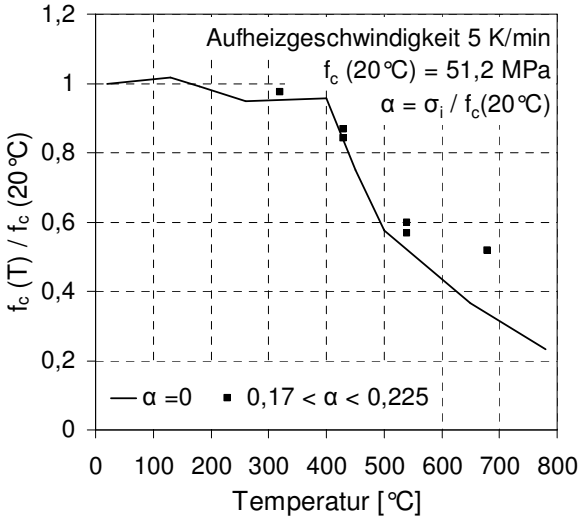


Bild 2.7: Temperaturabhängige Bruchdehnung von normalfestem Beton für verschiedene Belastungsgrade nach [2]

2.1.3.1.3 Abrams [1] (normalfester Beton)

Abrams [1] untersuchte die temperaturabhängige Druckfestigkeit verschiedener normalfester Betone, unter anderen mit quarzitischer und kalzitischer Gesteinskörnung. Die Prüfkörper waren Zylinder mit einem Durchmesser von 75 mm und einer Höhe von 150 mm. Zu der Aufheizgeschwindigkeit sind allerdings keine Angaben bekannt. Bei beiden Betonen führte eine mechanische Belastung in der Erwärmungsphase je nach Prüftemperatur zu einer Reduzierung des Festigkeitsabfalls (siehe Bild 2.8) von 5 bis 25 % gegenüber den unbelastet erwärmten Probekörpern. Die Höhe des Belastungsgrades (α = 0,25, α = 0,4 und α = 0,55) hat jedoch keinen bedeutenden Einfluss, wobei dazu allerdings nur die Temperaturstufen 204 °C, 482 °C und 640 °C untersucht wurden.

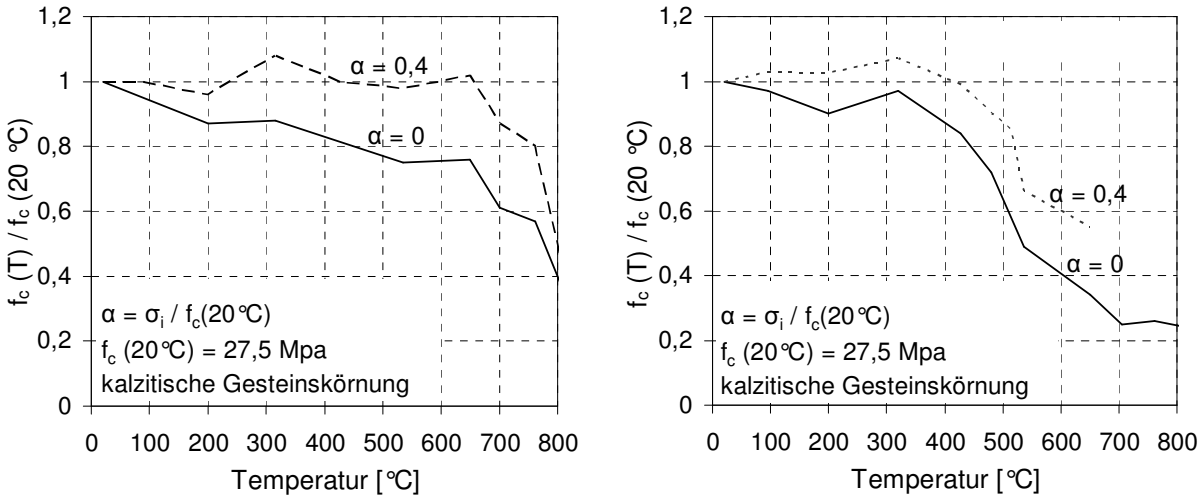


Bild 2.8: Relative temperaturabhängige Festigkeit von quarzitischem (links) und kalzitischem (rechts) normalfesten Beton für verschiedene Belastungsgrade nach [1]

2.1.3.1.4 Khoury et al. [34] (hochfester Beton)

Khoury et al. [34] untersuchten hochfesten und ultrahochfesten Beton. Der Belastungsgrad lag neben den unbelasteten Probekörpern bei α = 0,2. Die zylindrischen Probekörper hatten einen Durchmesser von 60 mm und eine Höhe von 180 mm. Die Aufheizrate betrug 2 K/min. Auf Grund fehlender Originalberichte wurde auf die sekundäre Literatur (siehe [34, 51, 67]) zurückgegriffen und aus den Spannungs-Dehnungs-Linien die Festigkeit und der E-Modul als Sekantensteifigkeit zwischen 15 % und 30 % der Bruchlast abgegriffen und in Bild 2.9 dargestellt. Es zeigt sich sowohl für die Festigkeit als auch für den E-Modul eine Reduzierung des temperaturbedingten Abfalls bei einem Belastungsgrad von α = 0,2 vor allem oberhalb von 300°C. Die geringere Festigkeit der belastet erwärmten Probekörper bei 100 °C konnte allerdings nicht erklärt werden. Prinzipiell wurden von *Khoury et al.* [34] der Einfluss der mechanischen Belastung in der Erwärmungsphase sowohl bei normal- als auch hoch- und ultrahochfesten Betonen festgestellt.

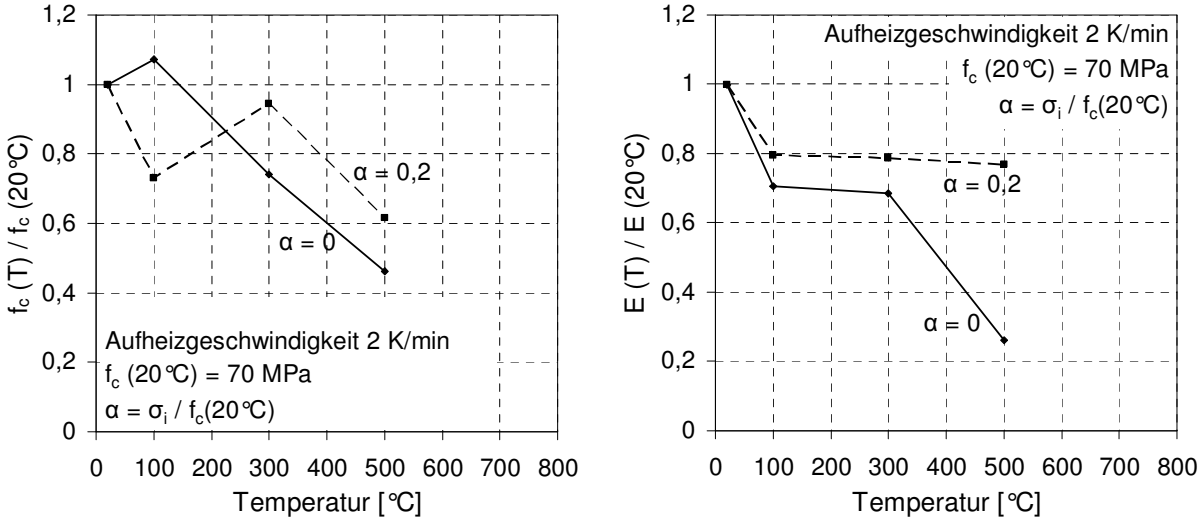


Bild 2.9: Relative temperaturabhängige Festigkeit (links) und E-Modul (rechts) von hochfestem Beton für verschiedene Belastungsgrade aus [67]

2.1.3.1.5 Phan [84] (normal- und hochfester Beton)

Phan [84] untersuchte die temperaturabhängigen Festigkeiten vier verschiedener Betone mit Festigkeiten zwischen 46,9 und 98,2 MPa. Die Belastungsgrade lagen bei α = 0 und α = 0,4. Die zylindrischen Probekörper hatten einen Durchmesser von 100 mm und eine Höhe von 200 mm. Die Verformungen wurden lediglich an einer Stelle am Probekörper gemessen. Die Belastung erfolgte weggeregelt mit 1,25 ‰ pro Minute. Die Aufheizrate betrug 5 K/min und ist damit vergleichsweise hoch, da damit die örtlichen Temperaturunterschiede in der Probe zwischen innen und außen teilweise bei 40 K lagen. In Bild 2.10 sind exemplarisch die Ergebnisse der Untersuchungen für die Betone mit Druckfestigkeiten von 98,2 MPa und 46,9 MPa dargestellt. Insgesamt kann in den Ergebnissen kein signifikanter Einfluss der mechanischen Belastung in der Erwärmungsphase sowohl auf den E-Modul als auch auf die Festigkeit beobachtet werden.

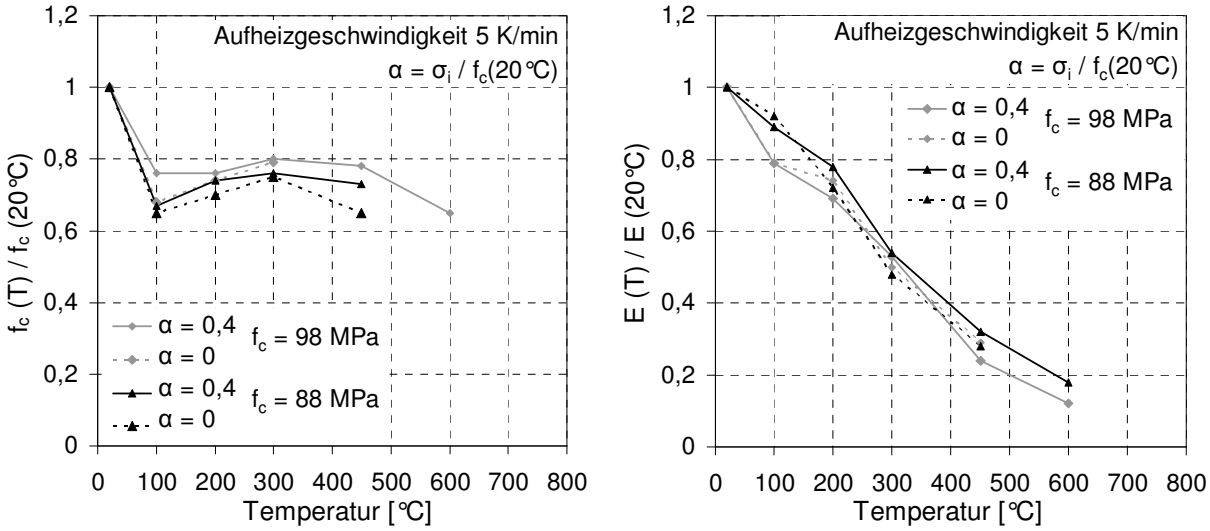


Bild 2.10: Relative temperaturabhängige Festigkeit (links) und E-Moduli (rechts) von hochfestem Beton für verschiedene Belastungsgrade nach [84]

2.1.3.1.6 Castillo und Durani [7] (normal- und hochfester Beton)

Bei den von *Castillo und Durrani* [7] untersuchten Betonen handelt es sich um normal- und hochfeste Betone. Die zylindrischen Probekörper hatten einem Durchmesser von 51 mm und eine Höhe von 102 mm. Die Aufheizrate lag bei 7 bis 8 K/min und ist somit doppelt so hoch wie in der entsprechenden *RILEM Recommendation* [93] eigentlich gefordert. Es sei angemerkt, dass es sich bei den verglichenen Versuchen nicht um die gleichen Betonrezepturen mit vergleichbaren Festigkeiten handelt. Die Ergebnisse der Druckfestigkeiten sind in Bild 2.11 dargestellt.

Der Einfluss der mechanischen Belastung in der Erwärmungsphase auf die Druckfestigkeit macht sich ab 400 °C bemerkbar. Dies wird von *Castillo und Durrani* [7] auf die Behinderung von Rissbildung zurückgeführt. Risse, die durch die unterschiedliche thermische Ausdehnung der Betonkomponenten entstehen, werden durch die Belastung behindert, was zu der Reduzierung des Festigkeitsabfalls führt.

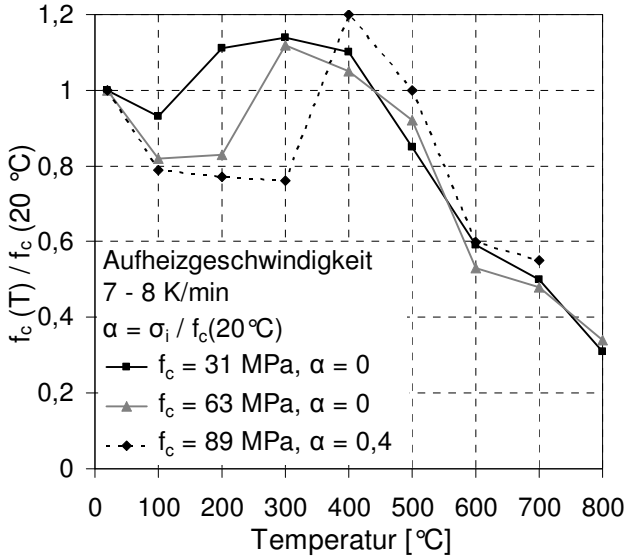


Bild 2.11: Relative temperaturabhängige Festigkeit von normal- und hochfestem Beton für verschiedene Belastungsgrade nach [7]

2.1.3.1.7 Diederichs et al. [17, 51] (hochfester Beton)

Diederichs et al. [17] untersuchten im Rahmen des *HITECO Projektes* [51] zwei verschiedene hochfeste Betone. Der Beton mit quarz- und kalkhaltiger Gesteinskörnung hatte eine Festigkeit von 65,8 MPa (C60), wohingegen die Festigkeit des Betons mit Gabbro Zuschlägen bei 77,8 MPa (C90) lag. Die zylindrischen Probekörper hatten einen Durchmesser von 80 mm und eine Höhe von 300 mm. Die Festigkeiten und der E-Modul wurden aus den Spannungs-Dehnungs-Linien ermittelt, die mit einer Dehnrate von 10 ‰ pro Minute weggeregelt durchgeführt wurden. Der E-Modul wurde als Sekantenmodul in dem Bereich von 0 bis 30 % der Festigkeit gebildet. Die Ergebnisse in dem jeweiligen Temperaturbereich stellen jedoch nur Einzelwerte dar, sodass eine statistische Absicherung nicht gegeben ist. Sie sind in Bild 2.12 dargestellt.

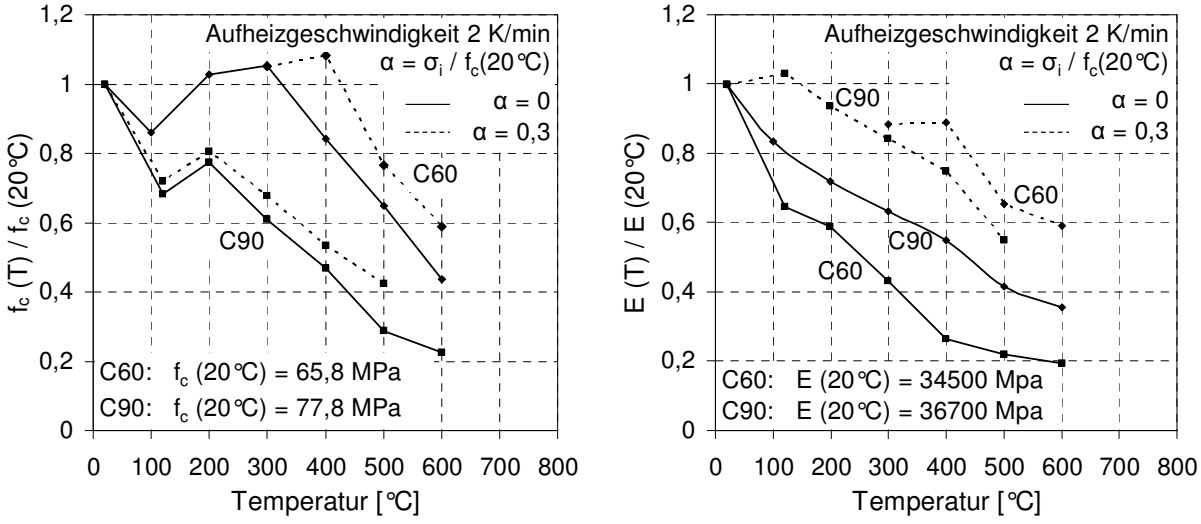


Bild 2.12: Relative temperaturabhängige Festigkeit (links) und E-Modul (rechts) von zwei hochfesten Betonen für verschiedene Belastungsgrade nach [17]

Der Einfluss der mechanischen Belastung während der Erwärmung wirkt sich in Bezug auf die Festigkeit bei dem Beton mit Gabbro Zuschlägen kaum aus. Hingegen wird bei dem Beton mit quarzitischer und kalkhaltiger Gesteinskörnung oberhalb von 300 °C ein geringerer Festigkeitsabfall als bei den mechanisch unbelastet erwärmten Probekörpern beobachtet. Bei dem E-Modul wird bei beiden Betonen eine Reduzierung des Abfalls als Folge der mechanischen Belastung während der Erwärmungsphase beobachtet, wobei dies bei dem Beton mit Gabbro Zuschlägen deutlich schwächer ausgeprägt ist. Die Ursache für die Reduzierung des Abfalls in der Festigkeit und dem E-Modul wird von *Diederichs et al.* [17] auf die Verminderung der Rissbildung senkrecht zur äußeren mechanischen Belastung gesehen. Da sich die quarzitische Gesteinskörnung im Gegensatz zu dem Gabbrozuschlag stärker ausdehnt, ist anzunehmen, dass auch die Risse im Beton mit quarzitischer Gesteinskörnung stärker ausgeprägt sind. Dies würde den stärkeren Einfluss der mechanischen Belastung während der Erwärmung erklären.

2.1.3.1.8 Schlussfolgerung über den Einfluss der Belastungsgeschichte während der thermischen Beanspruchung

Die Auswertung der Literatur zeigt zum einen die auf Grund der unterschiedlichen experimentellen Randbedingungen eingeschränkte Vergleichbarkeit der einzelnen Ergebnisse. Zum anderen wird die Widersprüchlichkeit von Versuchsergebnissen deutlich. Es lässt sich daher auf der Grundlage von Ergebnissen aus der Literatur keine eindeutige Aussage über den Einfluss der mechanischen Belastung während der Erwärmungsphase insbesondere auf die Festigkeit und den E-Modul für hochfeste Betone machen.

Eine Reduzierung des Festigkeitsabfalls infolge der mechanischen Belastung in der Erwärmungsphase wurde von *Schneider et al.* [109], *Khoury et al.* [34, 67] und *Abrams* [1] bei allen betrachteten Temperaturen festgestellt. *Anderberg und Thelandersson* [2] konnten dagegen keinen bedeutenden Einfluss beobachten, wobei allerdings angemerkt sei, dass seine Versuche auf Einzelwerten beruhen und recht große Streuungen aufweisen. Bei hochfestem Beton zeigten *Diederichs et al.* [17] und *Khoury et al.* [67] eine Reduzierung des Festigkeitsabfalls infolge der mechanischen Belastung in der Erwärmungsphase oberhalb von 300 °C auf. Dies wurde von *Castillo und Durrani* [7] trotz der relative hohen Aufheizrate bestätigt. Aus den Ergebnissen von *Phan* [84], der ebenfalls eine relative hohe Aufheizrate wählte, kann dies jedoch nicht bestätigt werden. Durch die hohe Aufheizrate ist es allerdings theoretisch möglich, dass die Probekörper durch zusätzliche Rissbildung infolge thermischer Eigenspannungen geschädigt wurden und damit den Einfluss der mechanischen Belastung überlagern.

Bezüglich des Elastizitätsmoduls wurde bei nahezu allen Versuchen der Einfluss der mechanischen Belastung während der Erwärmung festgestellt. So weisen die Ergebnisse von *Schneider et al.* [109] und *Anderberg und Thelandersson* [2] bei normalfestem Beton, als auch von *Khoury et al.* [67] und *Diederichs et al.* [51] bei hochfestem Beton eine Reduzierung des Abfalls im Elastizitätsmodul infolge einer mechanischen Belastung in der Erwärmungsphase auf. *Phan* [84] stellte diesen Einfluss als einziger nicht fest. Wie bereits bei der Festigkeit diskutiert kann dies theoretisch eine Folge der hohen Aufheizrate sein.

Für die Wirkungsweise der mechanischen Belastung während der Erwärmungsphase in Bezug auf die thermomechanischen Materialkennwerte wurden mehrere Erklärungsansätze veröffentlicht. *Schneider et al.* [109] sprechen von einer Verfestigung in der Erwärmungsphase, während *Khoury et al.* [34] von der Verdichtung des Gefüges und einer Reduzierung des Rissfortschritts sprechen. *Castillo und Durrani* [7] erklären es mit der Behinderung der freien Rissausbreitung oberhalb von 400 °C. Allen Erklärungsansätzen ist jedoch gemeinsam,

dass die Gefügeveränderungen des Betons für den Einfluss der mechanischen Belastung in der Erwärmungsphase auf die thermomechanischen Materialkennwerte verantwortlich sind.

Grundlegende Untersuchungen zu dieser Problematik insbesondere für hochfesten Beton liegen nicht vor. Es sind daher systematische Untersuchungen für hochfesten Beton erforderlich, die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführt werden. Dabei reicht eine rein phänomenologische Betrachtung nicht aus, sondern es müssen ebenso die kausalen Zusammenhänge zwischen den thermomechanischen Materialkennwerten und den inneren Gefügeveränderungen hergestellt werden.

2.1.3.2 Einfluss der Betongüte auf die temperaturabhängige Festigkeit

Sowohl von *Diederichs et al.* [20] als auch von *Pimienta und Hager* [89] werden höhere relative temperaturabhängige Festigkeiten von normalfestem als von hochfesten Beton ermittelt. Bezüglich dem E-Modul unterscheiden sich normal und hochfeste Betone nicht so deutlich. In Bild 2.13 sind exemplarisch verschiedene hochfeste Betone und ein normalfester Beton nach *Diederichs et al.* [20] miteinander verglichen.

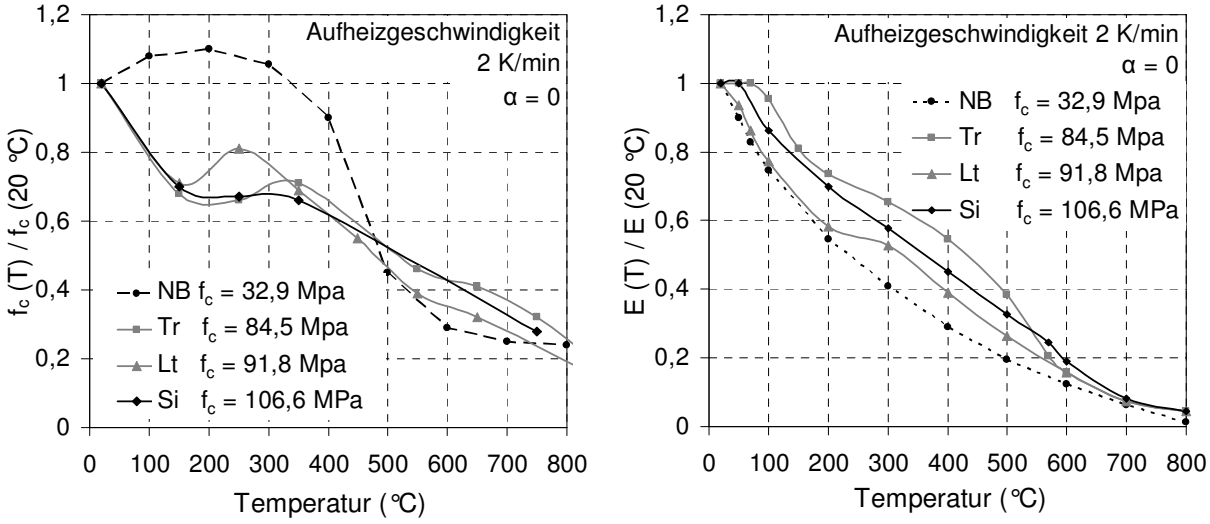


Bild 2.13: Relative temperaturabhängige Festigkeit (links) und E-Modul (rechts) von verschiedenen hochfesten Betonen und einem normalfesten Beton nach [20]
(NB: Normalbeton, Si: Mikrosilika, Lt: Flugasche, Tr: Hochofenzement)

Diederichs et al. [20] erklären die geringere relative Festigkeit $f_c(T) / f_c(20°C)$ des hochfesten Betons gegenüber dem normalfesten Beton mit dem unterschiedlichen Verhältnis der Festigkeit von Zuschlag und Matrix. Er geht davon aus, dass bei hochfestem Beton sowohl der Zuschlag als auch die Matrix gleichermaßen belastet sind, während bei normalfestem Beton der Zuschlag auf Grund seiner höheren Steifigkeit gegenüber der Matrix den größeren Anteil zum Lastabtrag beiträgt. Bei hochfestem Beton werden die Traganteile des Betons durch die temperaturbedingte Schädigung insbesondere der Matrix schon bei geringeren Temperaturen auf den Zuschlag umgelagert. Bei normalfestem Beton ist durch die geringere Festigkeit der Matrix im Verhältnis zur Gesteinskörnung der Zustand schon bei Normaltemperatur gegeben, sodass bereits in diesem Zustand das Korngerüst den Haupttraganteil liefert. Daher ist hochfester Beton im Brandfall wesentlich kritischer zu betrachten als normalfester Beton.

2.1.3.3 Einfluss von Polypropylenfasern (PP-Fasern)

Durch das Einbringen von PP-Fasern in den Beton wird die Druckfestigkeit als Folge einer Strukturauflockerung nochmals reduziert. Nach *Horvath et al.* [54] ist dieser Effekt ab einem Fasergehalt von über 2 kg/m^3 deutlich zu beobachten. Das thermomechanische Verhalten von Beton wird insbesondere in dem Temperaturbereich bis ca. 300 °C von PP-Fasern im Beton beeinflusst.

Pimienta und Hager [86] untersuchten normal- und hochfeste Betone mit verschiedenen Festigkeiten. Die verwendete Gesteinskörnung war im Wesentlichen Kalkstein. Bei den Probekörpern handelte es sich um Zylinder mit einem Durchmesser von 100 mm und einer Höhe von 300 mm. Die Versuche wurden alle kraftgeregelt mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,59 MPa/s durchgeführt. Die Festigkeit und der Elastizitätsmodul ergaben sich aus den Spannungs-Dehnungs-Linien und sind in Bild 2.14 dargestellt.

Bei 120 °C ist bei allen Betonen ein Festigkeitseinbruch zu beobachten. Sofern der Beton PP-Fasern enthält, steigt die relative Festigkeit bei 250 °C wieder an. Ohne Fasern fällt die Festigkeit weiter ab. Der Fasergehalt spielt dabei nur eine untergeordnete Rolle. Allerdings hat der Fasergehalt in dem Bereich von 120 °C bis 400 °C einen deutlichen Einfluss auf den relativen E-Modul.

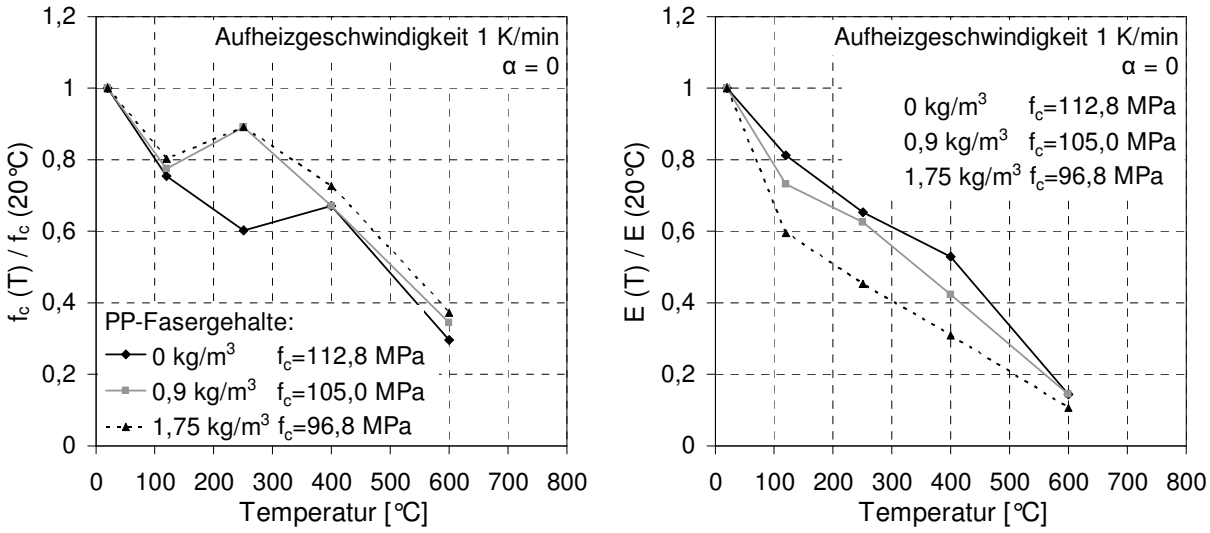


Bild 2.14: Relative temperaturabhängige Festigkeiten (links) und E-Moduli (rechts) von hochfestem Beton mit verschiedene PP-Fasergehalten nach [86]

Horvath et al. [54] untersuchten ebenfalls den Einfluss des Gehalts von PP-Fasern auf die temperaturabhängige Festigkeit von hochfestem Beton. Sie verwendeten als Probekörper Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm. Diese wurden bis zu der Prüftemperatur erwärmt. Anschließend wurden sie aus dem Ofen entnommen und die Druckfestigkeit bestimmt. Um die Abkühlung zu minimieren, wurden die Probekörper nach Entnahme aus dem Ofen in Isolierwolle eingewickelt. Bei den Ergebnissen ist jedoch im Gegensatz zu *Pimienta und Hagar* [86] zu beobachten, dass die relative Festigkeit der Referenzmischung ohne Fasern oberhalb von 200 °C über den Werten mit Fasern liegt. Weiterhin ist zu sehen, dass der Fasergehalt insbesondere bei 100 °C und 200 °C eine deutliche Rolle spielt.

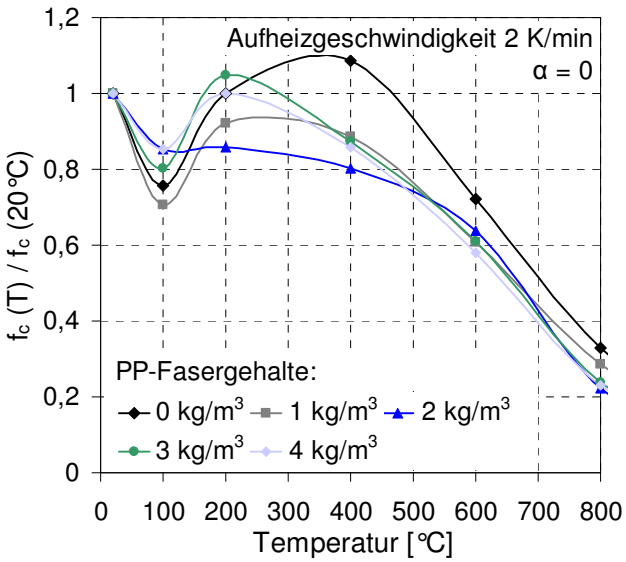


Bild 2.15: Relative temperaturabhängige Festigkeit von hochfestem Beton (f_c = 70 bis 90 MPa) mit verschiedenen Fasergehalten nach [54]

Auf der Grundlage der dargestellten Untersuchungsergebnisse lässt sich der Einfluss der PP-Fasern auf die temperaturabhängige Festigkeit insbesondere in dem Temperaturbereich von 100 °C bis 600 °C auf Grund der unterschiedlichen Ergebnisse nicht ohne weiteres verallgemeinern.

2.1.3.4 Einfluss des Ausdampfverhaltens des physikalisch gebundenen Wassers

In den Untersuchungen von *Schneider et al.* [108] zu normalfesten Betonen zeigte sich, dass die Festigkeit um 150 °C in besonders hohem Maße von der Dauer der Temperaturbeanspruchung bzw. Temperaturhaltezeit abhängig ist. Die Ursache ist das Ausdampfverhalten des physikalisch gebundenen Wassers. Durch die hohe Dichte des Betons wird der durch die Temperaturerhöhung erzwungene Wasserdampftransport stark behindert. Wenn der Dampf nicht schnell genug entweichen kann, baut sich ein Dampfdruck auf. Ein neues thermodynamisches Gleichgewicht stellt sich zwischen dem Porenwasser und dem Zwischenschichtwasser im Gel ein, bei dem Wasser aus den Poren in das Gel eingebaut wird. Dieser Zustand ist instabil, denn sobald Wasser aus der Probe austreten kann, wird entsprechend dem neuen Gleichgewichtszustand das Gel wieder entwässert. Beim Durchlaufen dieser metastabilen Zustände kann der Zementstein vorübergehend gravierend an Festigkeit verlieren. Eine ausreichende Verlängerung der Haltezeit führt jedoch zur vollständigen Austrocknung, sodass dann auch die Festigkeit wieder ansteigt. Sofern die Probekörper allerdings versiegelt geprüft werden, sodass keine Feuchtetransport nach außen erfolgen kann, ist der Festigkeitsabfall nach *Lankard et al.* [75] noch dramatischer.

Von *Hagar und Pimienta* [45] werden diese Erkenntnisse auch für hochfesten Beton bestätigt. Sie führten im Rahmen des bereits in Kapitel 2.1.3.3 beschriebenen Untersuchungsprogramms zusätzlich Versuche an bei 105 °C getrockneten Probekörpern durch. Die Auswirkung der Vortrocknung auf die Festigkeit und den E-Modul ist in Bild 2.16 dargestellt. Dabei zeigt sich zwar bereits bei 20 °C eine Festigkeitsreduzierung, doch bei 120 °C ist diese auf Grund des fehlenden physikalisch gebundenen Wassers geringer als bei den nicht vorgetrockneten Probekörpern. Dies bestätigt die bereits für den normalfesten Beton beschriebenen Auswirkungen der Feuchtigkeit bzw. des Ausdampfverhalten auf die

Festigkeit. Der Elastizitätsmodul der getrockneten Probekörper wird bis 120 °C nur unwesentlich durch die Temperatur beeinflusst. Oberhalb von 120 °C ist der Einfluss der Vortrocknung auf den temperaturabhängigen E-Modul nur noch gering. Dies zeigt, dass das physikalisch gebundene Wasser den E-Modul nur unwesentlich beeinflusst. Ähnliches wurde von *Hagar* [45] bei der Variation des w/z-Wertes beobachtet. Auch bei hohen w/z-Werten, bei denen der Anteil des physikalisch gebundenen Wassers deutlich höher ist, war kein signifikanter Unterschied der temperaturabhängigen E-Moduli zu beobachten.

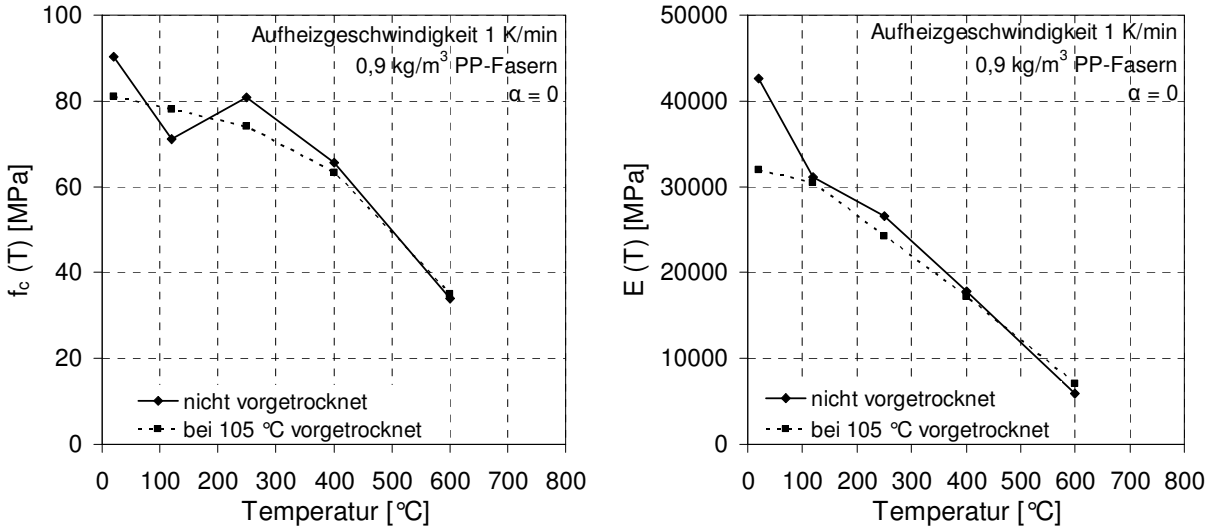


Bild 2.16: Temperaturabhängige Festigkeit (links) und temperaturabhängiger E-Modul eines hochfesten Betons an bei 105 °C getrockneten und nicht getrockneten Proben nach [45]

2.1.3.5 Querdehnverhalten

Das Querdehnverhalten ist eine wesentliche Eigenschaft von Beton, welche das Verformungsverhalten quer zur Beanspruchungsrichtung beschreibt. Das Verhältnis der Querdehnung ε_{quer} zur Längsdehnung $\varepsilon_{längs}$ wird als Querdehnzahl ν bezeichnet.

Ehm [31] und Thienel [116] untersuchten das mehraxiale Verhalten von Normalbeton mit Druckfestigkeiten von 41 MPa bzw. 45 MPa. Die temperaturabhängigen Querdehnzahlen wurden aus den Spannungs-Dehnungs-Linien einaxialer Versuche bei einer Belastung von $0{,}3 \cdot f_c$ bestimmt. Die Ergebnisse sind in Bild 2.17 dargestellt. Dabei zeigt sich bis 300 °C eine annähernd konstante Querdehnzahl, die oberhalb von 300 °C mit zunehmender Temperatur ansteigt.

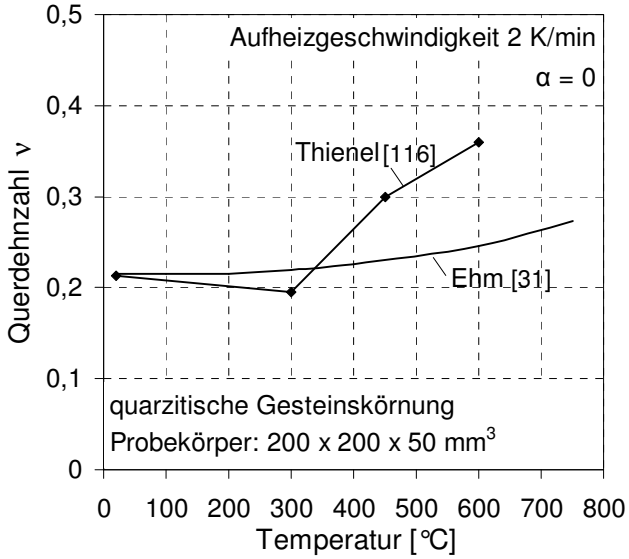


Bild 2.17: Temperaturabhängige Querdehnzahl von normalfestem Beton nach [31, 116]

2.1.3.6 Zugverhalten

Felicetti et al. [33] untersuchten die einaxiale Zugfestigkeit von hochfestem Beton mit einer Druckfestigkeit von 92 MPa bei hohen Temperaturen. Die Versuche wurden an gekerbten Zylindern verformungsgeregelt durchgeführt. Der Beton enthielt quarzitische Gesteinskörnung mit einem Größtkorn von 16 mm, einen Zementgehalt von 510 kg/m^3 sowie 10 % Mikrosilika. Der w/z-Wert lag bei 0,32. Es zeigt sich eine nahezu lineare Abnahme der Zugfestigkeit, die bei 500 °C auf 20 % des Ausgangswertes abfällt (siehe Bild 2.18).

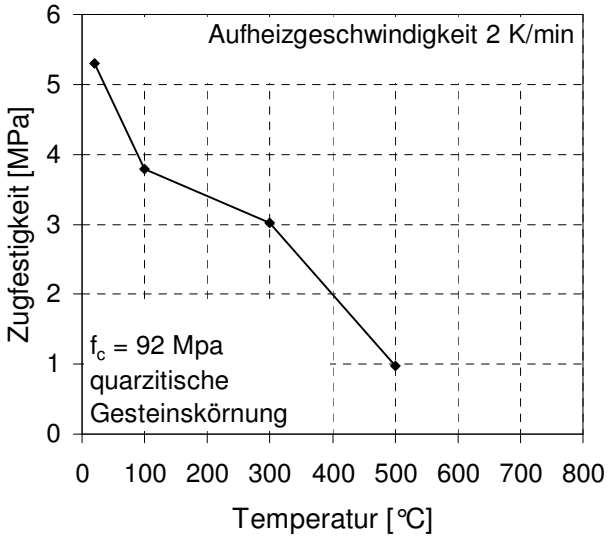


Bild 2.18: Temperaturabhängige zentrische Zugfestigkeit von hochfestem Beton [33]

Da die Versuche verformungsgeregelt erfolgten, konnten die Spannungs-Dehnungs-Linien über den Bruch hinaus gefahren werden. Daraus wurden im Anschluss die Bruchenergien als Flächen unter den Spannungs-Dehnungs-Linien ermittelt. Es zeigte sich für den hochfesten Beton eine nahezu konstante Bruchenergie in dem untersuchten Temperaturbereich.

2.1.4 Verformungsverhalten von Beton bei instationärer Temperaturbeanspruchung

Die Brandbeanspruchung stellt eine instationäre thermische Beanspruchung dar. Die dabei auftretenden Verformungen des Betons können gemäß *Schneider* [106] in folgende Anteile aufgeteilt werden:

$$\varepsilon_{ges} = \varepsilon_{th} + \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl} + \varepsilon_{tr,k} \tag{2.2}$$

ε_{ges} Gesamtdehnung

ε_{th} Thermische Dehnung

ε_{el} Elastische Dehnung

ε_{pl} Plastische Dehnung

$\varepsilon_{tr,k}$ Instationäre Kriechdehnung

Daraus ergeben sich die mechanisch bedingten Verformungen zu:

$$\varepsilon_{m} = \varepsilon_{ges} - \varepsilon_{th} = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl} + \varepsilon_{tr,k} \tag{2.3}$$

Die Gesamtdehnung ε_{ges} wird im instationären Kriechversuch bestimmt, in denen die Probekörper unter konstanter mechanischer Belastung bis zum mechanischen Versagen bzw. bis zu einer maximalen Temperatur erwärmt werden (siehe Bild 2.3 in Kapitel 2.1.2). Die Höhe der Belastung wird dabei als Belastungsgrad $\alpha = \sigma_i / f_c(20\ °C)$ bezeichnet. Sofern dieser Null ist, entspricht die Gesamtdehnung der thermischen Dehnung ε_{th}. Aus der Differenz der Gesamtdehnung und der thermischen Dehnung ergibt sich dann die mechanische Dehnung ε_m.

Die elastische Dehnung ε_{el} kann mit Hilfe des E-Moduls aus den stationären Druckversuchen (siehe Kapitel 2.1.3) gemäß Gleichung (2.4) berechnet werden. Sie ist jedoch gemessen an den mechanischen Dehnungen ε_m relativ klein.

$$\varepsilon_{el} = \frac{\sigma}{E} \tag{2.4}$$

Die plastische Dehnung ε_{pl} stellt die Differenz zwischen der elastischen Dehnung nach Gleichung (2.4) und der Gesamtdehnung im stationären Druckversuch dar. Sie ist ebenfalls gemessen an den mechanischen Dehnungen relativ klein.

Die instationäre Kriechdehnung $\varepsilon_{tr,k}$ stellt den größten Anteil der mechanischen Dehnungen dar.

Die thermische Dehnung setzt sich aus den Dehnungen der Gesteinskörnung und des Zementsteins zusammen. Die Gesteinskörnung bestimmt maßgebend die Höhe und den Verlauf der thermischen Dehnung. Weiterhin sind in den thermischen Dehnungen auch die Schwindverformungen enthalten, sofern die Proben nicht versiegelt sind und somit bei der Erwärmung trocknen können (siehe *RILEM Recommendation* [94]).

Die instationären Kriechverformungen enthalten nach der oben gewählten Definition noch Anteile aus zeitabhängigem Kriechen. Da dieses jedoch in den kurzen Zeitabschnitten der thermischen Beanspruchung vernachlässigt werden kann, werden sie nicht separat aufgeführt. Das instationäre Kriechen ist somit quasi zeitunabhängig. Es wird maßgebend durch den Zementstein verursacht. Der Einfluss der Gesteinskörnung spielt nach *Khoury et al.* [66] keine wesentliche Rolle zumindest bis 450 °C. Dagegen stellt *Schneider* [104, 105] einen deutlichen Einfluss fest. Dies wird insbesondere in dem Vergleich

zwischen Normalbeton mit quarzitischer und leichter Gesteinskörnung deutlich. *Pimienta und Hager* [88] bestätigen den Einfluss der Gesteinskörnung auch für hochfeste Betone.

Nach *Pimienta und Hager* [88] wird das instationäre Temperaturkriechen von hochfestem Beton bis 400 °C maßgebend durch Dehydratationsprozesse des Zementsteins beeinflusst. Oberhalb von 400 °C wirken maßgebend Rissbildung als Folge der unterschiedlichen thermischen Ausdehnung der Gesteinskörnung und des Zementsteins. Zur Verifizierung wurden während dem instationären Kriechversuch sowohl die Längs- als auch die Querdehnung gemessen. Dabei zeigte sich, dass die Querdehnzahl bis 400 °C nahezu Null ist und bei höheren Temperaturen ansteigt.

Diederichs et al. [20] untersuchten umfangreich das instationäre Temperaturkriechen sowohl von normal- als auch von hochfestem Beton. Eine systematische Auswahl der Ergebnisse ist in Bild 2.19 dargestellt. Der hochfeste Beton zeigte dabei deutlich höhere instationäre Kriechverformungen als der normalfeste Beton. Als Ursache ist der höhere Gehalt an Bindemittel und damit der höhere Schwindanteil aus dem Zementstein anzusehen. Weiterhin zeigte er oberhalb von 400 °C geringere Verformungsgeschwindigkeiten als Folge des geringeren Gehalts an Portlandit ($Ca(OH)_2$), wodurch dessen Zersetzung eine geringere Auswirkung auf die Gefügeschädigung hat.

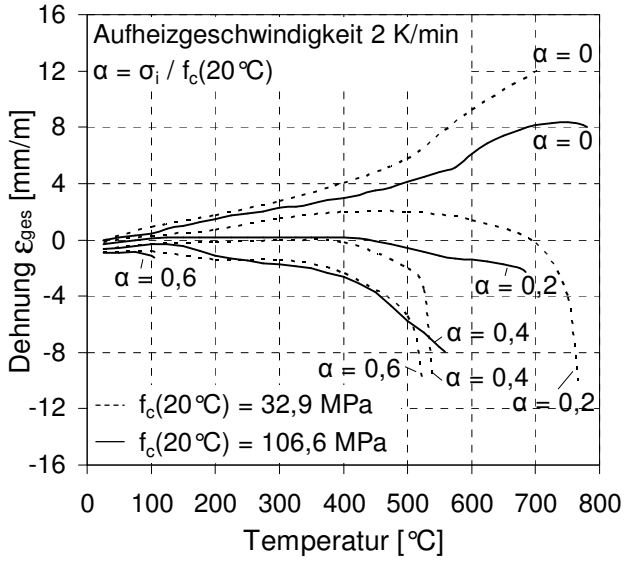


Bild 2.19: Gesamtverformungen im instationären Kriechversuch nach [20]

Von *Pimienta und Hagar* [88] wurde der höhere Kriechanteil bei hochfesten Betonen gegenüber normalfesten Betonen bestätigt. Zum Vergleich standen zwei Betone mit Festigkeiten von 37,2 MPa und 112,8 MPa mit ähnlich hohen Zementgehalten, wobei der hochfeste Beton mit Mikrosilika hergestellt wurde. Die Ergebnisse der Messungen sind in Bild 2.20 dargestellt.

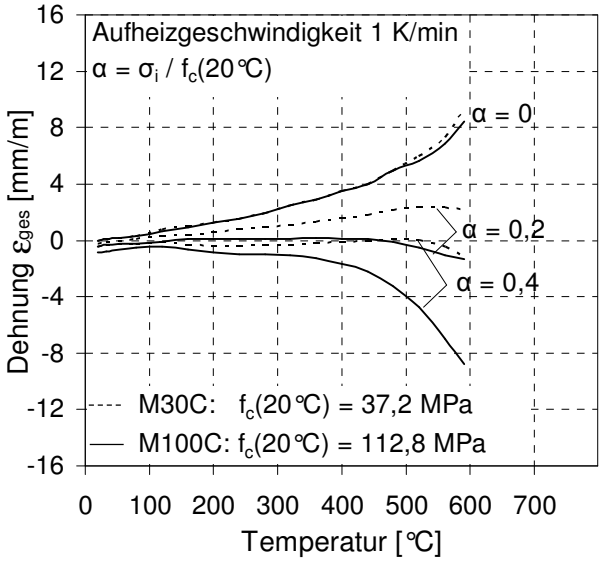


Bild 2.20: Gesamtverformungen im instationären Kriechversuch nach [88]

Das instationäre Temperaturkriechen von Betonen mit PP-Fasern wurde bislang von *Diederichs und Mertzsch* [21] bei ultrahochfesten Betonen untersucht (Gesteinskörnung: Diabas, Wasserlagerung und teilweise Wärmebehandlung bei 90 °C). Da ultrahochfester Beton nicht Gegenstand dieser Arbeit ist, wird an dieser Stelle nicht weiter darauf eingegangen.

Bezüglich den instationären Kriechverformungen unter Zugbeanspruchung halten *Pimienta und Hagar* [87] in ihren Untersuchungen fest, dass diese entweder nicht messbar oder nicht vorhanden sind. *Schneider* [103, 104] geht in seinen Arbeiten über Normalbeton ebenfalls von der Annahme aus, dass diese Verformungen nicht messbar, bzw. vernachlässigbar klein sind.

Zu dem Einfluss der PP-Fasern auf die thermische Dehnung liegen lediglich Ergebnisse von *Jansson und Boström* [56] vor. Eine Auswahl der Ergebnisse ist in Bild 2.21 dargestellt.

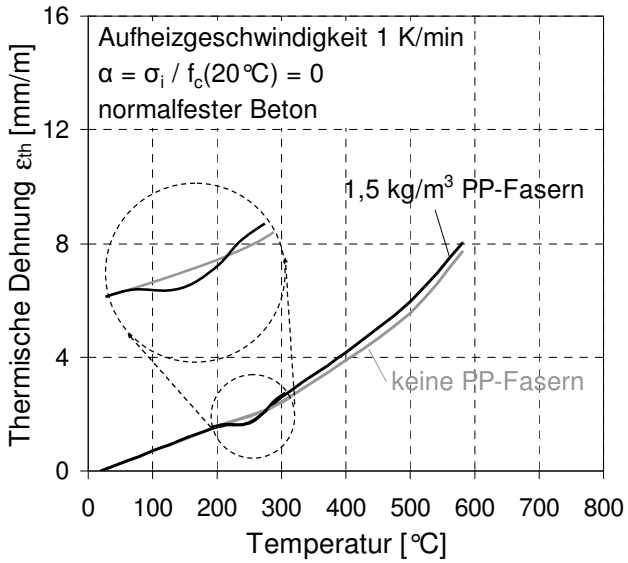


Bild 2.21: Thermische Dehnung von normalfestem Beton mit und ohne PP-Fasern nach [56]

Es ist vor allem in dem Temperaturbereich von 200 °C bis 300 °C ein signifikanter Unterschied zwischen dem Beton mit und ohne PP-Fasern zu erkennen. Von 200 °C bis 250 °C bleibt die thermische Dehnung mit PP-Fasern nahezu konstant und steigt dann bis 300 °C stärker an als ohne PP-Fasern. Dieser Beobachtung wurde jedoch von *Jansson und Boström* [56] nicht systematisch nachgegangen.

Weitere Ergebnisse aus den instationären Kriechversuchen sind die „kritischen Temperaturen". Dabei handelt es sich um diejenige Temperatur, bei der der Beton unter konstanter mechanischer Belastung während der Erwärmung versagt. Gewissermaßen handelt es sich dabei um eine temperaturabhängige Festigkeit. Sie wird jedoch nachfolgend als kritische Temperatur bezeichnet, insbesondere um eine klare Abgrenzung zu den temperaturabhängigen Festigkeiten zu wahren, die nach dem in Bild 2.3 (links) dargestellten Prüfregime im stationären Zustand ermittelt werden. Gemäß der entsprechenden *RILEM Recommendation* [92] wird die kritische Temperatur nicht explizit genannt. Daher ist sie in der Literatur auch nur selten explizit ausgewertet.

Schneider [109] gibt sie allerdings in seiner Arbeit für Normalbeton an. Die Ergebnisse sind in Bild 2.22 im Vergleich zu den temperaturabhängigen Festigkeiten (aus Bild 2.4) dargestellt. Darin zeigt sich, dass die kritische Temperatur oberhalb von ca. 400 °C größer ist als die temperaturabhängige Festigkeit für einen Belastungsgrad $\alpha = 0$. Darunter ist sie jedoch etwas geringer, wobei der Unterschied im Rahmen der Streuungen der einzelnen Messwerte an Bedeutung verliert.

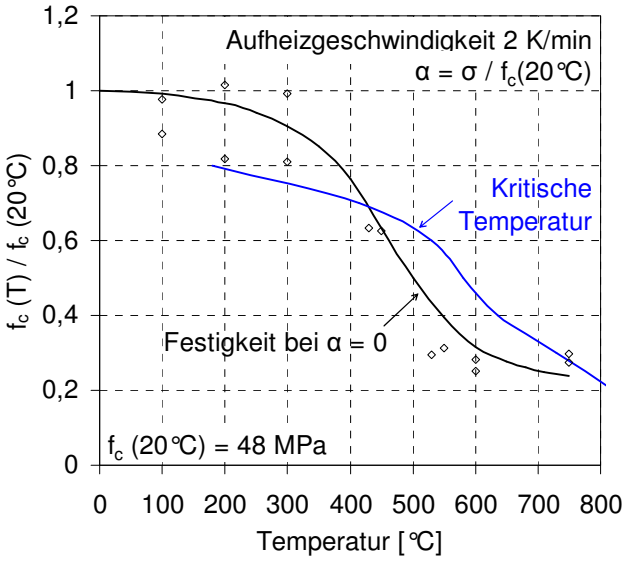


Bild 2.22: Vergleich der kritischen Temperatur mit der temperaturabhängigen Festigkeit für einen normalfesten Beton nach [109]

Für hochfesten Beton wurden die kritischen Temperaturen von *Diederichs et al.* [20] aus Bild 2.19 entnommen und mit den aus dem gleichen Beton ermittelten temperaturabhängigen Festigkeiten aus Bild 2.13 verglichen. Der Vergleich ist in Bild 2.23 dargestellt. Darin zeigt sich, dass die kritische Temperatur im gesamten Temperaturbereich unter der temperaturabhängigen Festigkeit liegt. Bei einem Belastungsgrad von $\alpha = 0{,}6$ versagt der Probekörper sogar bereits bei ca. 100 °C.

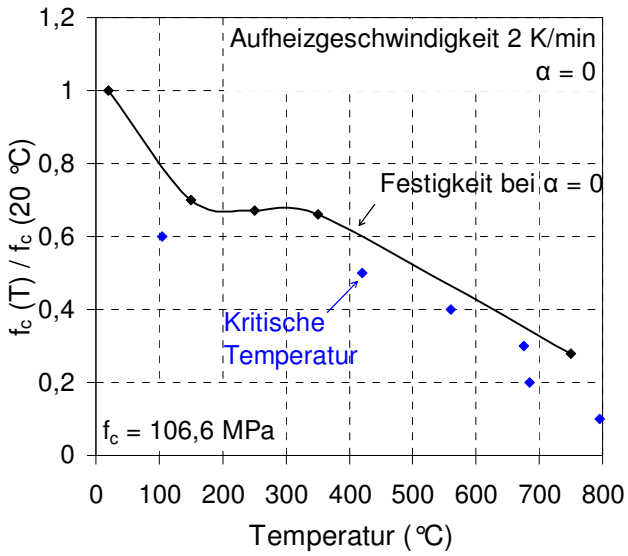


Bild 2.23: Vergleich der kritischen Temperatur mit der temperaturabhängigen Festigkeit für einen hochfesten Beton nach [20]

Die kritische Temperatur weicht also von der temperaturabhängigen Festigkeit ab. Daher wird sie im Rahmen der eigenen Untersuchungen separat ausgewertet.

2.1.5 Zerstörungsfreie Charakterisierung der Rissbildung durch Schallemissionsanalyse (SEA) und Ultraschallverfahren (US)

Zur Charakterisierung von inneren Gefügeveränderungen von Beton werden sowohl die SEA als auch US-Verfahren als zerstörungsfreie Prüfverfahren eingesetzt (siehe [35, 44, 59, 71, 82, 100, 125]).

Das prinzipielle Vorgehen der SEA besteht darin, Schallemission (SE), die im Innern eines Probekörpers entsteht, mit Hilfe von Sensoren an der Probekörperoberfläche aufzunehmen und in einer Erfassungseinheit zu verarbeiten und zu speichern. Die Analyse der Daten lässt Rückschlüsse auf die Ursachen der SE und damit die Bewertung von Gefügeveränderungen zu. Die SEA ist somit ein passives und indirektes zerstörungsfreies Prüfverfahren.

SE entsteht im Beton z.B. durch Bildung von Rissen, die durch innere Spannungszustände verursacht werden. Die dabei plötzlich auftretenden Materialverschiebungen breiten sich im Körper in Form von elastischen Wellen, also als Schallwellen, aus und werden mit piezoelektrischen Sensoren an der Probekörperoberfläche registriert und in elektrische Signale umgewandelt. Nach einer Vorverstärkung werden diese dann in die Erfassungseinheit eingespeist und dort digitalisiert und gespeichert. Doch nicht nur Rissbildung, sondern ebenso Reibungsvorgänge z.B. an Rissufern oder auch Strömungsvorgänge können zur SE führen.

Auf weitere Details der SEA wird auf *Grosse und Ohtsu* [43] verwiesen.

Als Untersuchungsmethode wird die SEA für verschiedene Werkstoffe eingesetzt. Dazu zählen mineralische Werkstoffe, Holz, Keramiken, Faserverbundwerkstoffe, metallische Werkstoffe und zahlreiche andere. Bei der Schädigungscharakterisierung von Beton unter mechanischer Belastung findet sie z. B. in *Fink* [35] Anwendung. *Lura et al.* [76] sowie *Weise et al.* [125] setzen sie zur Untersuchung von Schwindprozessen ein.

Zur Untersuchung der Rissbildung in normalfesten Betonen bei hohen Temperaturen wurde die SEA bislang von *Schneider et al.* [108, 111] eingesetzt. Die Ergebnisse der Versuche unter thermischer Beanspruchung sind exemplarisch in Bild 2.24 für einen quarzitischen Normalbeton dargestellt. Bis 350 °C wurden die Schallereignisse der Mikrorissbildung zugeschrieben, die eine Folge von Schwindprozessen ist. Die Schallereignisse bei höheren Temperaturen sind auf die unterschiedliche thermische Ausdehnung der Gesteinskörnung und des Zementsteins zurückzuführen. Bezüglich des Einflusses der mechanischen Belastung auf die Rissbildung konnten jedoch keine eindeutigen Schlüsse gezogen werden.

Der Vollständigkeit halber seien noch die Versuche von *Diederichs* [16] genannt, in denen die SEA zur Charakterisierung des Verbundverhaltens von normalfestem Beton und Stahl genutzt wurde.

Die genannten Versuche liegen jedoch über 20 bis 30 Jahre zurück. Seitdem ist die Computertechnologie (Rechnerkapazitäten und Speicherleistung) rapide weiterentwickelt worden, sodass heute wesentlich leistungsfähigere Systeme zur Verfügung stehen, wodurch die Schallemissionsanalyse ein deutlich höheres Potential besitzt.

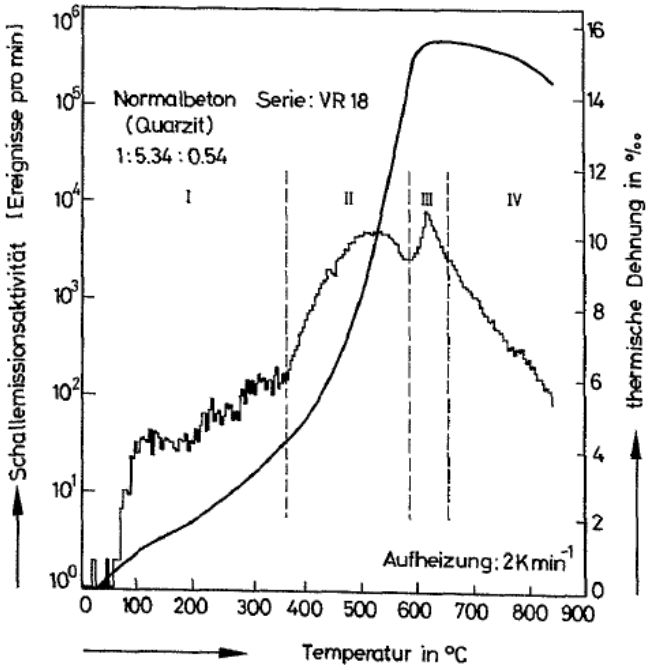


Bild 2.24: Schallemissionsaktivität in Abhängigkeit der Temperatur eines normalfesten Betons mit quarzitischer Gesteinskörnung nach [111]

US-Verfahren sind aktive zerstörungsfreie Prüfverfahren. Dabei werden im Probekörper durch einen an der Oberfläche angekoppelten Schallsender elastische Wellen angeregt. Nach dem Durchlaufen des Probekörpers werden diese Wellen von einem Empfänger aufgenommen. Sofern sich Sender und Empfänger auf gegenüberliegenden Seiten des Probekörpers befinden, spricht man vom Durchschallungsverfahren, welches im Rahmen dieser Arbeit angewandt wird. Die Wellen breiten sich mit einer für den Baustoff charakteristischen Schallgeschwindigkeit aus. Sie lässt sich aus dem Laufweg und der Laufzeit zwischen Sender und Empfänger berechnen. Sofern der Probekörper eine Gefügeschädigung erfährt, wird die US-Geschwindigkeit reduziert. Daher kann sie als Schädigungsindikator herangezogen werden. Im Bauwesen werden US-Verfahren z. B. bei der Bauwerksdiagnose nach *DIN EN 12504-4* [30], bei der Prüfung von Tunnelinnenschalen gemäß *Sodeikat et al.* [114] oder auch zur Prüfung der Frostbeständigkeit angewendet. Für weitere Details zu US-Messverfahren wird auf *Krautkrämer und Krautkrämer* [74] sowie auf das *DGZFP Merkblatt für Ultraschallverfahren zur zerstörungsfreien Prüfung mineralischer Baustoffe und Bauteile* [13] verwiesen.

US-Verfahren zur Charakterisierung der Schädigung von Beton bei hohen Temperaturen wurden bislang lediglich im abgekühlten Zustand durchgeführt (siehe [8, 77, 99, 127]). Das heißt die Probekörper wurden zuerst erwärmt, dann abgekühlt und anschließend erfolgte die US-Messung, wobei die Probekörper in dem gesamten Prozess mechanisch unbelastet waren. Meist ist das Ziel einer derartigen Herangehensweise, die Gefügeveränderungen und Schädigung zu erfassen und in Bezug zur Druckfestigkeit zu setzten, um damit das US-Verfahren als Messverfahren für die Beurteilung von brandbeanspruchten Strukturen einsetzen zu können. Simultane US-Messungen während der thermischen bzw. kombinierten thermischen und mechanischen Beanspruchung sind nicht bekannt.

Die Kombination beider akustischer Verfahren besitzt ein außerordentlich hohes Potential, insbesondere für die Charakterisierung von Schädigungsprozessen in mineralischen Baustoffen wie Beton.

2.1.6 Abplatzverhalten von Beton unter Brandbeanspruchung

Wenn Beton hohen Temperaturen ausgesetzt wird, kann es je nach Beanspruchung zu Abplatzungen an der Oberfläche oder auch zur Zerstörung der gesamten Struktur kommen. Die Art der Abplatzung kann verschiedene Formen annehmen. Nach *Meyer-Ottens* [78] können diese folgendermaßen eingeteilt werden:

- Abplatzungen der Gesteinskörnung (Aggregate spalling)
- Abfallen von Betonschichten (Sloughing off)
- Explosionsartige Abplatzungen (Explosive spalling)

Abplatzungen der Gesteinskörnung ist eine Folge der bei hohen Temperaturen chemischen oder physikalischen Vorgänge in der Gesteinskörnung und kann auf den mineralogischen Charakter zurückgeführt werden. Ganze Betonschichten fallen bei Betonbauteilen ab, wenn die Porendrücke und Temperatureigenspannungen zu groß sind. Bei explosionsartigen Abplatzungen werden ganze Teile der Betonoberfläche auf der brandbeanspruchten Seite abgesprengt. Dabei werden hohe Energien frei. Von *Gary* [40-42] wird berichtet, dass beim Brandversuch abgesprengte Betonteile bis zu 40 m weit fortgeschleudert wurden. Vor allem bei gefügedichten Betonen ist diese Art der Abplatzungen zu erwarten. Sie treten bei hohen Aufheizraten schon in den ersten Minuten der Temperaturbeanspruchung auf. Bild 2.25 zeigt die Auswirkungen derartiger Abplatzungen am Beispiel eines Tunnelinnenschalensegments.

Bild 2.25: Tunnelinnenschale nach einer Brandbeanspruchung nach [11]

Da explosionsartige Abplatzungen für die eigenen Untersuchungen von besonderer Bedeutung sind, stehen diese im Vordergrund der weiteren Ausführungen.

2.1.6.1 Prozesse bei explosionsartigen Betonabplatzungen

Die Prozesse, die unter Brandbeanspruchung zu explosionsartigen Betonabplatzungen führen, werden von verschiedenen Autoren (z. B. [53, 57, 61]) in zwei verschiedene Arten unterteilt: thermohydraulische und thermomechanische Prozesse. Sie treten in Überlagerung auf.

Thermohydraulische Prozesse werden durch den Feuchtetransport beschrieben. Das physikalisch gebundene Wasser, zum Teil auch das Gelporenwasser oder Kristallwasser aus Zuschlägen wird je nach Temperaturhöhe und Wärmefluss rasch desorbiert. Das verdampfende Wasser strömt als Dampf sowohl in Richtung der temperaturbeanspruchten Bauteilaußenseite, als auch in das Bauteilinnere hinein. Da der innere Bereich kälter ist, kondensiert ein Teil des Wasserdampfes. Ein weiteres Hineinströmen ist nicht mehr möglich

sobald die Poren gesättigt sind. Damit ist eine Sperrschicht vorhanden und der Wasserdampf kann nur aus dem Bauteil hinaus entweichen. Wenn der in der Sättigungszone entstehende Druck die Zugfestigkeit des Betons überschreitet, kommt es zu explosionsartigen Abplatzungen. Bild 2.26 verdeutlicht den beschriebenen Prozess. Dieser Mechanismus wird nach *Hamarthy* [47] auch als „Moisture Clog“ bezeichnet.

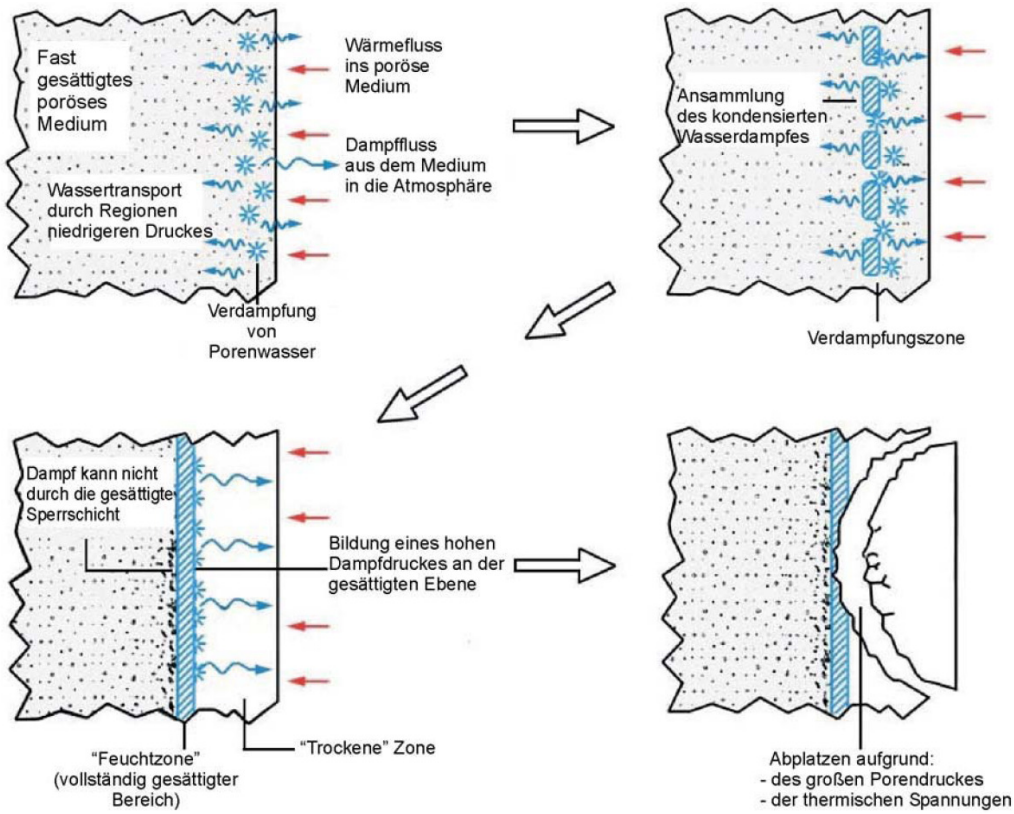


Bild 2.26: Darstellung der thermohydraulischen Prozesse in Betonbauteilen nach [9] und [53]

Die Schlussfolgerung daraus für hochfesten Beton ist, dass auf Grund des dichteren Gefüges die gesättigte Zone näher an der Bauteiloberfläche liegt. Damit wird diese Zone schneller aufgeheizt, wodurch auch der Dampfdruck schneller aufgebaut wird und es trotz der höheren Zugfestigkeiten des hochfesten Betons früher als bei normalfestem Beton zu explosionsartigen Abplatzungen kommt.

Waubke und Schneider [124] zeigten für Normalbeton, dass die durch den Druckaufbau hervorgerufene Wasserdampfströmung durch Reibung an den Wänden der Kapillarporen Abplatzungen hervorrufen kann, wenn dabei die Zugfestigkeit des Betons überschritten wird.

Thermomechanische Prozesse werden im Gegensatz zu den thermohydraulischen Prozessen durch Eigenspannungen in Gang gesetzt. Sie entstehen infolge ungleichmäßiger Temperaturfelder über den Querschnitt des Bauteils und den damit verbundenen unterschiedlichen thermischen Ausdehnungen. Sofern die Spannungen die Festigkeit des Betons überschreiten, kommt es zur Bildung von Rissflächen, die ebenfalls das Abplatzverhalten beeinflussen. Nach *Meyer-Ottens* [78] sind jedoch die thermo-mechanischen Prozesse für Normalbeton nicht die alleinige Ursache für Betonabplatzungen. Hinzu kommen Einflüsse aus der Konstruktion und der Art des thermischen Angriffs.

2.1.6.2 Einsatz von PP-Fasern im Beton zur Verhinderung von explosionsartigen Abplatzungen

Um explosionsartige Abplatzungen insbesondere bei gefügedichten Betonen zu verhindern, werden PP-Fasern erfolgreich eingesetzt. Andere Methoden wie der Einsatz von Stahlfasern zur Erhöhung der Zugfestigkeit des Betons oder einer netzartigen Schutzbewehrung sind nach *Diederichs et al.* [19] mehr oder weniger wirkungslos. PP-Fasern haben eine Dichte von 0,91 kg/m^3. Der Schmelzpunkt liegt bei ca. 160 °C. Die ursprüngliche Idee beim Einmischen von PP-Fasern ist, dass die Fasern schmelzen und ein zusätzliches Porensystem schaffen, welches den Wasserdampftransport bei einer Brandbeanspruchung gewährleistet und die Spannungen reduziert.

Wie dieses zusätzliche Porensystem entsteht ist bislang nicht eindeutig nachgewiesen worden und Gegenstand zahlreicher Forschungsaktivitäten. Es wurde lediglich gezeigt, dass die Permeabilität beim Schmelzen der PP-Fasern im Beton steigt (z. B. [10, 60, 128]) und Porendrücke reduziert werden (z. B. [52, 60, 80]), wobei angemerkt sei, dass dabei Gasdrücke gemessen wurden. Üblicherweise wird angenommen, dass durch das Schmelzen der PP-Fasern bei ca. 160 °C Retentionsräume für den sich aufbauenden Wasserdampf entstehen (z. B. [34, 81]). Nach *Horvath et al.* [54] wird dieser Erklärungsansatz jedoch in Frage gestellt, da die Thermoanalysen (DTA / TG) deutlich zeigen, dass die Fasern zwar bei ca. 160 °C schmelzen, doch sich erst oberhalb von 200 °C zersetzen.

Weitere Überlegungen von *Horvath et al.* [54] sowie von *Bentz* [4] bzgl. Wirkungsweise der PP-Fasern im Beton beziehen sich auf die Übergangszonen um die Gesteinskörnung (engl. Interfacial Transition Zone - ITZ). Diese Zonen ermöglichen durch ihre höhere Porosität im Prinzip einen höheren Feuchtetransport, sind aber nur teilweise miteinander verbunden. Durch die Zugabe von PP-Fasern bilden sich zusätzliche Übergangszonen um die Fasern, die eine Verbindung zwischen den verschiedenen Übergangszonen bewirken und somit das System filtrationsfähiger bzw. permeabler machen. Allerdings zeigen die Untersuchungen von *Kalinowski und Trägardh* [62] dass die ITZ um die PP-Fasern nur eine Dicke von ca. 1 µm hat und bei Betonen mit niedrigen w/z-Werten sehr dicht ist.

Nach *Kalifa et al. [60]* ist es ebenfalls möglich, dass die PP-Fasern durch ihre thermische Ausdehnung ein zusätzliches Mikro-Risssystem schaffen. Sie nehmen nach *Sato et al.* [98] beim Schmelzen um ca. 10 % an Volumen zu, wodurch Mikrorisse als Folge des Expansionsdruckes an den Faserenden induziert werden können. Da die Fasern im Beton aber auch selber Fehlstellen darstellen, ist es ebenso möglich, dass Eigenspannungen im Betongefüge oder Porendrücke durch Mikrorissbildung abgebaut werden.

Für die Untersuchungen im Rahmen dieser Arbeit wurden die PP-Fasern eingesetzt, um explosionsartige Abplatzungen bei dem hochfesten Beton zu verhindern. Die Wirkmechanismen werden jedoch nicht explizit untersucht.

2.2 Bauteilverhalten von Stahlbetonstützen unter Brandbeanspruchung

Das Verhalten von Stahlbetonstützen aus normalfestem Beton unter Brandbeanspruchung wurde in der Vergangenheit an verschiedenen Stellen experimentell untersucht. Dazu zählen unter anderem die Arbeiten an der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (siehe [4, 5, 99, 100]) sowie die Arbeiten an der Technischen Universität Braunschweig im Rahmen des Sonderforschungsbereichs 148 (siehe [72, 73]). Zu Stützen aus hochfestem Beton wurden ebenfalls zahlreiche Brandversuche durchgeführt. Hierzu gehören z.B. die Ergebnisse von *Kodur et al.* [69, 70] in Kanada, *Franssen et al.* [38, 39] in Belgien und *Park et al.* [83] in Korea. Aus Deutschland sind diesbezüglich lediglich Versuchsergebnisse von *Diederichs et al.* [22] sowie von *Falkner und Henke* [32] veröffentlicht worden. Alle experimentellen Untersuchungen an Stahlbetonstützen wurden an gelenkig gelagerten oder eingespannten Stützen durchgeführt.

Die Norm-Prüfungen von Stahlbetonstützen erfolgen unter konstanter mechanischer Belastung und einer definierten Temperaturzeitkurve. Dabei wird die Feuerwiderstandsdauer, das heißt die Zeit vom Beginn der thermischen Beanspruchung bis zum Tragfähigkeitsverlust, ermittelt. Ein weiteres Versuchsergebnis sind die axialen Verformungen als Funktion der Zeit. Im Hochbau erfolgt die Prüfung üblicherweise nach der Einheits-Temperaturzeitkurve (siehe Bild 2.27). Die Anforderungen an die Prüfeinrichtung und die Durchführung der Versuche sind in *DIN EN 1363-1* [23] und *DIN EN 1365-4* [24] geregelt.

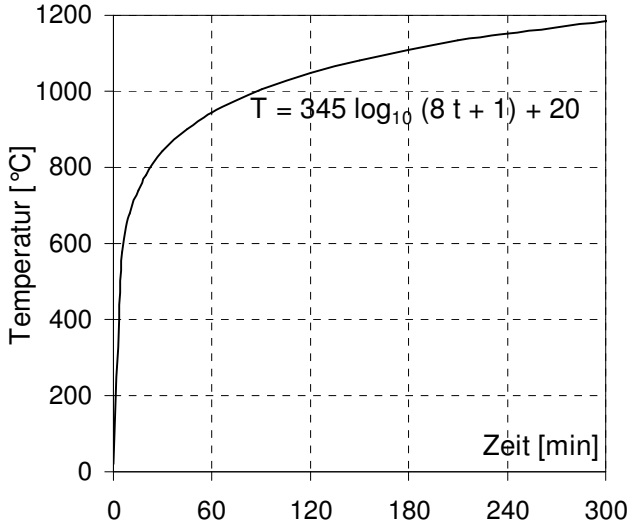


Bild 2.27: Einheits-Temperaturzeitkurve

Die Feuerwiderstandsdauer von Stahlbetonstützen wird maßgebend durch die Art der thermischen Beanspruchung, die Höhe der mechanischen Belastung, die konstruktive Ausbildung der Betonstahlbewehrung, die Bauteilabmessungen und den Beton selber beeinflusst. Sofern eine außermittige Belastung vorhanden ist, wird die Feuerwiderstandsdauer herabgesetzt. Da im Rahmen dieser Arbeit zentrisch belastete Stützen betrachtet werden, wird an dieser Stelle nicht weiter darauf eingegangen.

In Bild 2.28 ist eine systematische Auswahl der Versuchsergebnisse von *Kodur et al.* [69] dargestellt. Er untersuchte Stahlbetonstützen aus normal- und hochfestem Beton mit quarzitischer Gesteinskörnung. Die Stützen mit einer Länge von 3,81 m und einem quadratischen Querschnitt mit einer Kantenlänge von 305 mm waren beidseitig im

Stützenprüfofen eingespannt. Der Bewehrungsgrad betrug 2,1 ‰. Die Brandbeanspruchung erfolgte gemäß der Brandkurve nach *ASTM E 119* [3], die nahezu identisch mit der Einheits-Temperaturzeitkurve ist.

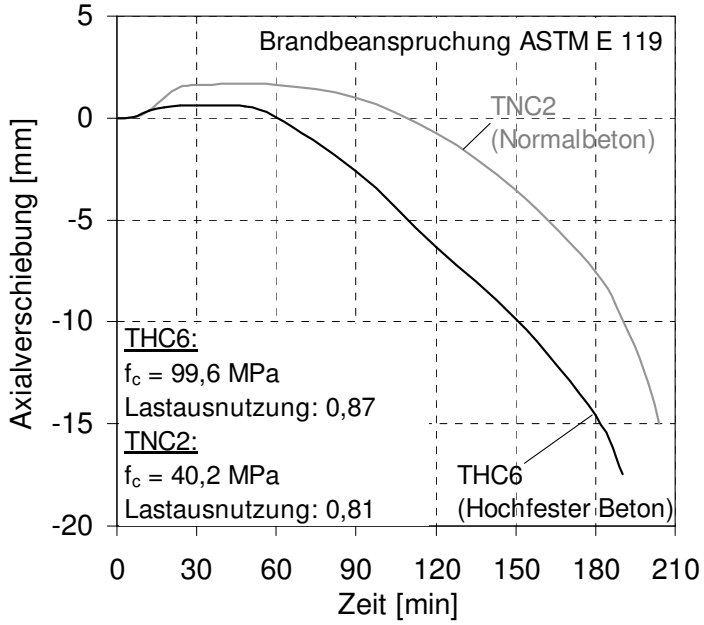


Bild 2.28: Vergleich der Axialverschiebungen von Stahlbetonstützen am Stützenkopf aus normal- und hochfestem Beton gemäß [69]

Es zeigt sich, dass die Verformungen bei der Stütze aus hochfestem Beton trotz annähernd gleichem Lastausnutzungsgrad deutlich höher sind. Dies ist im Wesentlichen auf die höheren Kriechverformungen des hochfesten Betons im Vergleich zum normalfesten Beton zurückzuführen (siehe Kapitel 2.1.4). Auch die Feuerwiderstandsdauer ist bei Stützen aus hochfestem Beton bei gleichem Lastausnutzungsgrad geringer als bei Normalbeton. In Bild 2.29 wird die deutlich stärkere Schädigung des hochfesten Betons infolge der Brandbeanspruchung ersichtlich.

Bild 2.29: Stahlbetonstützen aus normalfestem Beton (links) und hochfestem Beton (rechts) nach dem Brandversuch gemäß [68]

2.3 Bemessungsverfahren für Stahlbetonstützen unter Brandbeanspruchung

Die Grundlage für die Bemessung von Stahlbetonstützen unter Brandbeanspruchung stellt europäisch der *Eurocode 2* mit dem *Teil 1-1* [25] und *Teil 1-2* [27] dar.

Bei der Bemessung muss nachgewiesen werden, dass die Tragfähigkeit des Bauteils unter bestimmten Vorraussetzungen ohne Verlust der Standsicherheit für eine definierte Zeitdauer gegeben ist. Für den Hochbau wird dabei eine Brandbeanspruchung gemäß der Einheits-Temperaturzeitkurve angenommen. Im *Eurocode 2 Teil 1-2* [27] werden drei grundsätzliche Bemessungsverfahren geregelt: das Verfahren mit Hilfe von tabellarischen Werten, die vereinfachten Rechenverfahren und die allgemeinen Rechenverfahren.

Bei der Bemessung anhand von tabellarischen Daten müssen für die geometrischen Abmessungen (Querschnitt und Achsabstand) des Bauteils entsprechend der erforderlichen Feuerwiderstandsklasse sowie der mechanischen Belastung Mindestmaße eingehalten werden. Die Grundlage hierfür sind Bauteilversuche, anhand derer Berechnungsverfahren validiert und die tabellarischen Daten bestimmt wurden.

Im Rahmen der vereinfachten Rechenverfahren werden mehrere Methoden zur Verfügung gestellt. Dabei wird im Wesentlichen so vorgegangen, dass der Stützenquerschnitt um einen geschädigten Bereich reduziert wird. Der Restquerschnitt wird in mehrere Zonen aufgeteilt, denen in Abhängigkeit von der vorhandenen Temperatur die temperaturabhängigen Materialeigenschaften zugewiesen werden. Dem Bewehrungsstahl werden ebenfalls die temperaturabhängigen Materialeigenschaften zugewiesen. Damit wird dann die Bemessung wie bei Normaltemperatur durchgeführt. Diese Verfahren dürfen unter bestimmten Bedingungen und Modifikationen auch für hochfesten Beton angewandt werden.

Allgemeine Rechenverfahren sollen eine wirklichkeitsnahe Berechnung brandbeanspruchter Tragwerke ermöglichen. Es wird zuerst eine thermische Analyse und anschließend die mechanische Analyse durchgeführt. In der thermischen Analyse erfolgt die Berechnung des Temperaturfeldes. In der anschließenden mechanischen Analyse wird das mechanische Verhalten des Bauteils unter Berücksichtigung des Temperaturfeldes berechnet. Die thermischen und mechanischen Materialeigenschaften werden für normalfesten Beton im *Eurocode 2 Teil 1-2* [27] angegeben. Bei den mechanischen Eigenschaften stehen dafür die relativen temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungs-Linien entsprechend Gleichung (2.5) mit den zugehörigen Materialkennwerten (Festigkeit $f_c(T)$ und Bruchdehnung $\varepsilon_{c1}(T)$) zur Verfügung.

$$\sigma = f_c(T) \cdot \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1}(T)} \cdot \frac{3}{2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1}}\right)^3} \tag{2.5}$$

Gleichung (2.5) soll sämtliche relevanten Verformungen des Betons während der instationären Temperaturbeanspruchung erfassen. Das bedeutet, dass die elastischen, plastischen und instationären Kriechverformungen entsprechend Gleichung (2.2) implizit enthalten sind.

Für hochfesten Beton werden im *Eurocode 2 Teil 1-2* [27] zwar teilweise die temperaturabhängigen Festigkeiten bereitgestellt, doch nicht für die Bruchdehnungen. Eine Übertragung der Ergebnisse von normalfestem Beton auf den hochfesten Beton ist nach *Diederichs und Hosser* [18] u.a. auf Grund des deutlich höheren instationären Temperaturkriechens nicht möglich.

Sofern von dem *Eurocode 2 Teil 1-2* [27] abweichende Berechnungsverfahren für die Bemessung verwendet werden, müssen diese immer anhand von Versuchsergebnissen validiert werden.

Andere Modelle beschreiben das instationäre Temperaturkriechen explizit, dass heißt, es wird über eine separate Funktion formuliert. *Schneider* [104] verwendet eine Kriechfunktion, die neben der Spannung vom E-Modul, dem Feuchtegehalt und der Art der Gesteinskörnung abhängig ist. *Anderberg und Thelandersson* [2] hingegen formulieren die Kriechfunktion lediglich in Abhängigkeit der Spannung und der thermischen Dehnung und nur für einen bestimmten Normalbeton. Dabei sei jedoch angemerkt, dass nach *Khoury* [63-65] die thermische Dehnung maßgebend von der Gesteinskörnung abhängig ist und das instationäre Kriechen im Zementstein stattfindet, sodass dieser Ansatz nicht für alle Betone gelten kann.

In wie weit sich eine implizite oder explizite Berücksichtigung der instationären Kriechverformungen in dem Materialmodell auf die Feuerwiderstandsdauer auswirkt, wurde von *Franssen* [37] untersucht. Dabei konnte kein signifikanter Unterschied festgestellt werden.

In allen Verfahren wird bislang lediglich das Verhalten in der Haupttragrichtung berücksichtigt. Spannungen, die in der Querschnittsebene von Stahlbetonstützen entstehen, Rissbildungen hervorrufen und damit zur Schädigung des Querschnitts beitragen werden außer Acht gelassen.

3 Lösungsansatz

Die Bearbeitung des Themas erfolgt in drei Stufen. In der ersten Stufe werden Baustoffuntersuchungen (Kapitel 4), in der zweiten Stufe Bauteiluntersuchungen (Kapitel 5) und in der dritten Stufe numerische Simulationsrechnungen (Kapitel 6) durchgeführt. Bild 3.1 zeigt schematisch das Untersuchungskonzept.

Im Rahmen der Baustoffuntersuchungen werden die temperaturabhängigen Materialkennwertfunktionen experimentell bestimmt. Spezielle Untersuchungsgegenstände sind hierbei der Einfluss der Belastungsgeschichte während der thermischen Beanspruchung und hoher lokaler Temperaturgradienten auf die Spannungs-Dehnungs-Linien sowie der Einfluss von PP-Fasern auf das Verformungsverhalten. Zur Beschreibung der maßgebenden Wirkmechanismen, wird die damit in Wechselwirkung stehende Rissbildung mit Hilfe von neuartiger zerstörungsfreier Prüftechnik (ZFP) sowie mit konventionellen Methoden zur Beschreibung der Mikrostruktur charakterisiert. Inwieweit sich die PP-Fasern auf das Verformungsverhalten auswirken wird ebenfalls untersucht.

Die Bauteiluntersuchungen an Stahlbetonstützen unter Brandbeanspruchung sind für die Validierung der Simulationsrechnungen zwingend erforderlich. Damit die Validierung realitätsnah erfolgen kann, wird der gleiche Beton wie für die Baustoffuntersuchungen eingesetzt. Des Weiteren wird das Rissverhalten im Bauteil mit Hilfe von ZFP charakterisiert.

In dem dritten Teil der Arbeit wird aus den Ergebnissen der Baustoffuntersuchungen ein Materialmodell abgeleitet, mit dem das Bauteilverhalten unter Brandbeanspruchung rechnerisch beschrieben wird. Die Validierung erfolgt anhand der Baustoff- und der Bauteilversuche.

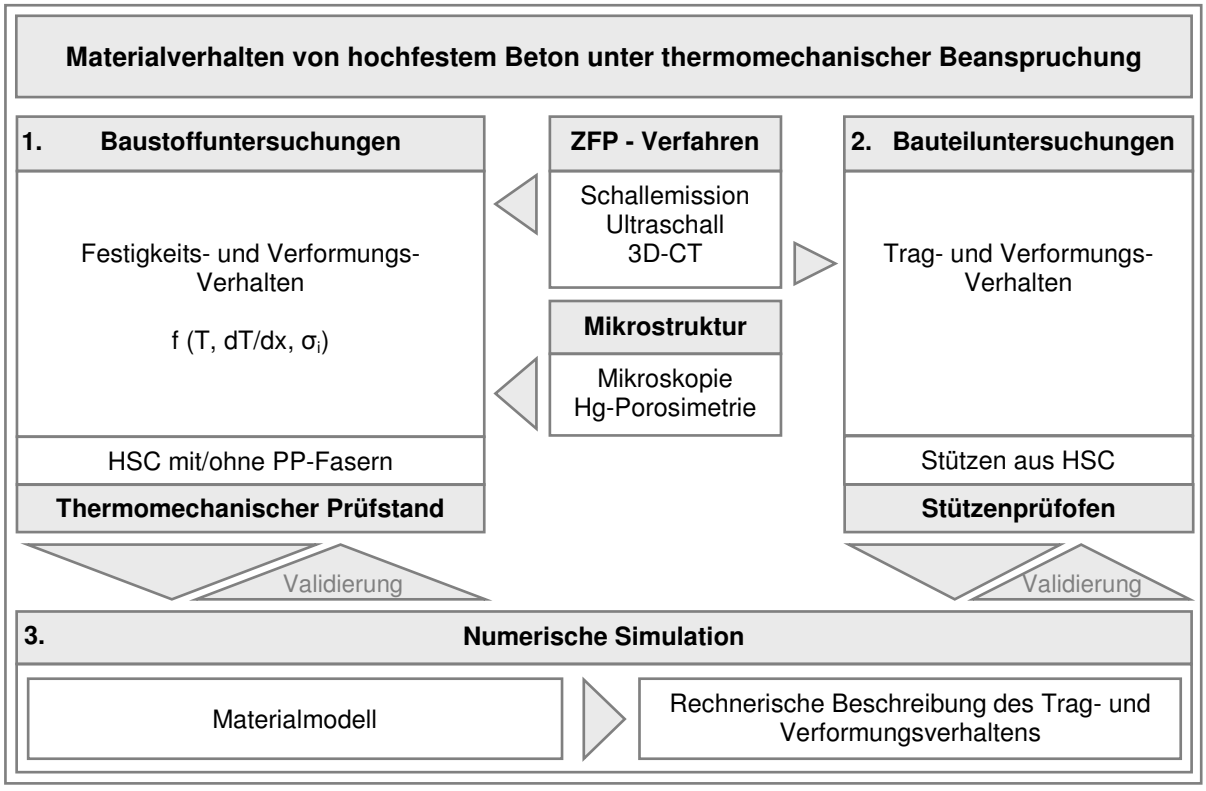


Bild 3.1: Untersuchungskonzept

Für die Untersuchungen des Baustoffverhaltens ist im Rahmen dieser Arbeit ein spezieller thermomechanischer Prüfstand für die kombinierte thermische und mechanische Beanspruchung der Probekörper zu entwickeln. Zusätzlich soll der Prüfstand für in-situ Rissmonitoring mit Hilfe der Schallemissionsanalyse sowie US-Messungen erweitert werden. Die kombinierte simultane Anwendung beider akustischer Verfahren wird im Rahmen dieser Arbeit erstmalig realisiert.

Im Rahmen der Baustoffuntersuchungen sind zum einen Spannungs-Dehnungs-Linien zu ermitteln. Dazu werden die Probekörper unter der mechanischen Last σ_i mit der Aufheizrate dT / dt bis zu der Temperatur T_{max} erwärmt und nach 60-minütiger Haltezeit und kurzzeitiger Entlastung bis zum Bruch belastet. Für die Untersuchung des Einflusses der Belastungsgeschichte wird der Belastungsgrad $\alpha = \sigma_i / f_c(20°C)$ und für den Einfluss hoher Temperaturgradienten die Aufheizrate dT / dt variiert. Zum anderen sind instationäre Kriechversuche durchzuführen, bei denen die Probekörper unter der mechanischen Last σ_i mit der Aufheizrate dT / dt bis 750 °C bzw. bis zum vorzeitigen Versagen aufgeheizt werden. Da insbesondere die PP-Fasern den Feuchtetransport stark beeinflussen, sind ergänzend Massenverlustmessungen erforderlich. Zur Charakterisierung der Rissbildung werden parallel zu den mechanischen Versuchen die SEA und US-Messungen durchgeführt, die ergänzend mit mikroskopischen und Porenstrukturuntersuchungen validiert werden. Da alle Ergebnisse auf die Probekörpertemperatur bezogen werden, sind zur Ermittlung des Temperaturfeldes an ausgewählten Probekörpern Temperaturmessungen durchzuführen.

Zur Untersuchung des Bauteilverhaltens werden Stahlbetonstützen aus dem gleichen Beton wie für die Baustoffuntersuchungen hergestellt. Im Stützenprüfofen erfolgt dann die Brandbeanspruchung nach der Einheits-Temperaturzeitkurve (ETK) unter konstanter mechanischer Belastung bis zum Versagen. Während dem Versuch werden die axialen Verformungen sowie die Bauteiltemperaturen gemessen. Nach der Beanspruchung werden zur Charakterisierung des Schädigungszustandes und der Rissstrukturen computer-tomographische Aufnahmen erstellt.

Für die numerischen Simulationsrechnungen wird ein Materialmodell in Anlehnung an den Eurocode 2 entwickelt. Die erforderlichen Materialkennwertfunktionen werden aus den Ergebnissen der Baustoffuntersuchungen über das Festigkeits- und Verformungsverhalten gewonnen. Die Validierung erfolgt anhand der Ergebnisse aus den Baustoff- sowie den Bauteilprüfungen.

Mit dem aufgezeigten Lösungsansatz können sowohl die in Kapitel 1 aufgezeigten baustofflichen Problemstellungen gelöst, als auch ein geeignetes Materialmodell für die Berechnung von Stahlbetonstützen unter Brandbeanspruchung entwickelt und validiert werden.

4 Baustoffuntersuchungen

4.1 Thermomechanischer Prüfstand

Für die Untersuchung des thermomechanischen Verhaltens von Beton und insbesondere des Einflusses der Belastungsgeschichte wurde im Rahmen dieser Arbeit eine Prüfeinrichtung entwickelt, mit der eine kombinierte thermische und mechanische Beanspruchung der Probekörper möglich ist. Die Randbedingungen wurden dabei entsprechend den *RILEM Recommendations* [92] eingehalten.

4.1.1 Vorüberlegungen

In den letzten Jahrzehnten sind einige wenige Prüfeinrichtungen zur Untersuchung des thermomechanischen Verhaltens von Beton aufgebaut worden. *Schneider* [102] hat bereits zu Beginn der 1970er Jahre einen Prüfstand zur Untersuchung des instationären Kriechens von Normalbeton entwickelt, der in den Folgejahren für die Untersuchungen im Rahmen des *SFB 148* [109] und von *Diederichs et al.* [20] sowie *Jumppanen et al.* [58] weiter genutzt wurde. Die Messung der Verformungen erfolgte dabei am Probekörper. Bei den Prüfeinrichtungen von *Khoury* [115] sowie von *Anderberg und Thelandersson* [2] war die Verformungsmessung ausschließlich über den Druckplattenabstand möglich. *Phan* [84] dagegen hat die Verformungen zwar am Probekörper jedoch nur an einer einzigen Stelle gemessen. *Pimienta* [85] bzw. *Hagar* [45] bauten in neuerer Zeit einen Prüfstand auf, bei dem die axialen Verformungen an drei Stellen des Probekörpers gemessen werden konnten. *Mindeguia* [79] ergänzte den Prüfstand für radiale Verformungsmessungen.

Als Probekörper werden im Rahmen dieser Untersuchungen Zylinder mit einer Höhe von 300 mm und einem Durchmesser von 100 mm eingesetzt, woraus sich eine Schlankheit von Höhe zu Durchmesser gleich 3:1 ergibt. Geringere Schlankheiten sind als problematisch anzusehen, da ein größerer Einfluss der Querdehnungsbehinderung in den Lasteinleitungsbereichen vorhanden ist, der gemäß *Simsch* [113] zu höheren Festigkeiten führt. Bei hohen Temperaturen gewinnt dies noch mehr an Bedeutung. Von *Ehm* [31] und *Thienel* [116] wurde für Normalbeton gezeigt, dass die relative temperaturabhängige Festigkeit unter zweiaxialer Druckbeanspruchung bei steigender Temperatur ansteigt. Dies bedeutet für Probekörperschlankheiten unter 3:1, dass die temperaturabhängigen Festigkeiten zu hoch ermittelt werden. Diese Probleme ergeben sich ebenso bei der Messung der Verformungen über den Druckplattenabstand, da die Verformungen des gesamten Probekörpers in den Messwerten enthalten sind. Aus diesem Grund wurde in den *RILEM Recommendations* [92] ein Mindestabstand der Messpunkte von den Druckplatten gefordert. Dieser muss mindestens so hoch sein wie der Probekörperdurchmesser. Für die hier gewählten Probekörper bedeutet das, dass die Verformungen in den Drittelspunkten über die Höhe gemessen werden.

4.1.2 Prüfeinrichtung

Die Prüfeinrichtung besteht im Wesentlichen aus den folgenden Elementen (siehe Bild 4.1):

- Belastungseinrichtung
- Verformungsmesseinrichtung
- Erwärmungsvorrichtung
- Messsystem für die Schallemissionsanalyse (SEA) und Ultraschallmessungen (US-Messungen)

1 Belastungseinrichtung

2 Verformungs-messeinrichtung

3 Erwärmungsvorrichtung

4 Messsystem für die SEA und US-Messungen

5 Probekörper

Bild 4.1: Thermomechanischer Prüfstand

4.1.3 Belastungseinrichtung

Die Belastungseinrichtung besteht aus einer servohydraulischen Prüfmaschine mit einer maximalen Last von F_{max} = 1200 kN sowie den Lasteinleitungsstempeln (siehe Bild 4.2). Der Regler der Prüfmaschine ist von der Firma MTS. Die Lasteinleitungsstempel werden in Teilbereichen mit erwärmt. Sie bestehen aus einer Nickelbasislegierung, die bis mindestens 750 °C temperaturbeständig ist.

Zur gleichmäßigen Lasteinleitung in den Probekörper wird eine Kalotte eingesetzt. Ohne Kalotte ist es trotz präzisester Ausrichtung und exaktem Schleifen der Probekörper nicht möglich, die Lasten gleichmäßig in den Probekörper einzuleiten und damit eine hinreichend gleichmäßige Verteilung der Dehnungen über den Probekörperquerschnitt zu erreichen. Die Kalotte befindet sich direkt am Probekörper und weist einen Krümmungsradius von der halben Probekörperhöhe auf. Bei dem Material handelt es sich wie bei den Druckstempeln um eine Nickelbasislegierung, sodass die Anforderungen bzgl. der Temperatur eingehalten werden. Zur Schmierung der Kalotte wird ein spezielles Gleitmittel mit Graphitanteilen verwendet.

An den Anschlüssen zur servohydraulischen Prüfmaschine befinden sich Kühlplatten mit einer Wasserkühlung, sodass die Kraftmessdose vor erhöhten Temperaturen geschützt ist. In dem Bereich, in dem die Verformungsmessungen mit Hilfe von induktiven Wegaufnehmern erfolgten, wurde zur Kühlung ein 3,5 mm dickes Kupferrohr um den Druckstempel gewickelt. Somit konnte gewährleistet werden, dass die Verformungsmessung nicht durch die Temperatur beeinflusst wird.

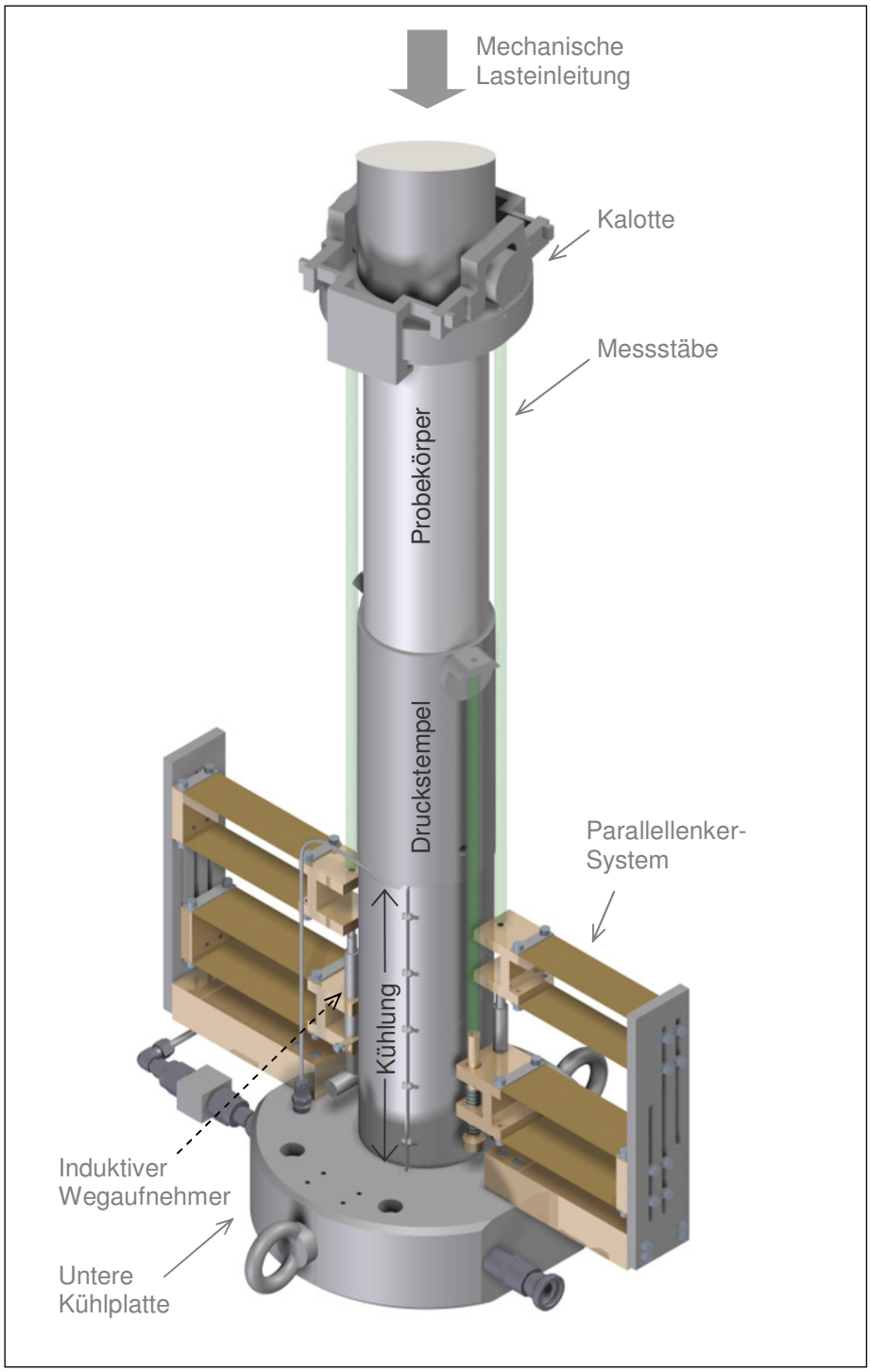


Bild 4.2: Unterer Lasteinleitungsstempel mit Kühlsystem

4.1.4 Verformungsmesseinrichtung

Für die Messung der Verformungen bestehen zwei verschiedene Möglichkeiten. Zum einen können die Verformungen an den Druckplatten und zum anderen am Probekörper gemessen werden. Um die Verformungen außerhalb des Ofens messen zu können, werden Glasstäbe von außen in den Ofen an die Messpunkte geführt und über eine leichte Anpresskraft fixiert. Die Anpresskraft gewährleistete das Parallellenkersystem, an dem die Verformungsmessung als Differenzverschiebung der beiden Glasstäbe gemessen wird. Aus konstruktiven Gründen, liegen die Messpunkte nicht direkt übereinander, sondern etwas versetzt. Um die Verformungen des Probekörpers zu erhalten, muss die Ausdehnung der Glasstäbe über die Messlänge von der gemessenen Verformung abgezogen werden.

Bei der Messung des Druckplattenabstandes werden die Messstäbe zum einen direkt an die obere Druckfläche und zum anderen an eine Vorrichtung der unteren Druckfläche geführt.

Die Verformungsmessung am Probekörper erfolgt in zwei Messebenen. Dabei werden je Messebene zwei Druckstücke über ein Federsystem gegeneinander verspannt (siehe Bild 4.3). Die Druckstücke liegen je an zwei Ebenen des Probekörpers an. Durch die Form der Auflager und die Verlagerung des Schwerpunktes der Anpresskraft, wird ein fixer Messpunkt am Probekörper realisiert. Zuerst wurden Druckstücke eingesetzt, bei denen der Abstand der Auflagerpunkte 15 mm betrug (siehe Bild 4.3 - HBM I). Hierdurch entstehen vor allem bei plastischen Probekörperverformungen große systematische Messfehler, auf die im nächsten Kapitel näher eingegangen wird. Daraufhin wurden neue Druckstücke konstruiert, bei denen sich alle Auflager in den Drittelspunkten des Probekörpers befinden (siehe Bild 4.3 - HBM II). Hierdurch konnte sichergestellt werden, dass eine Verkrümmung der Oberfläche keine Verdrehung der Druckstücke bewirkt.

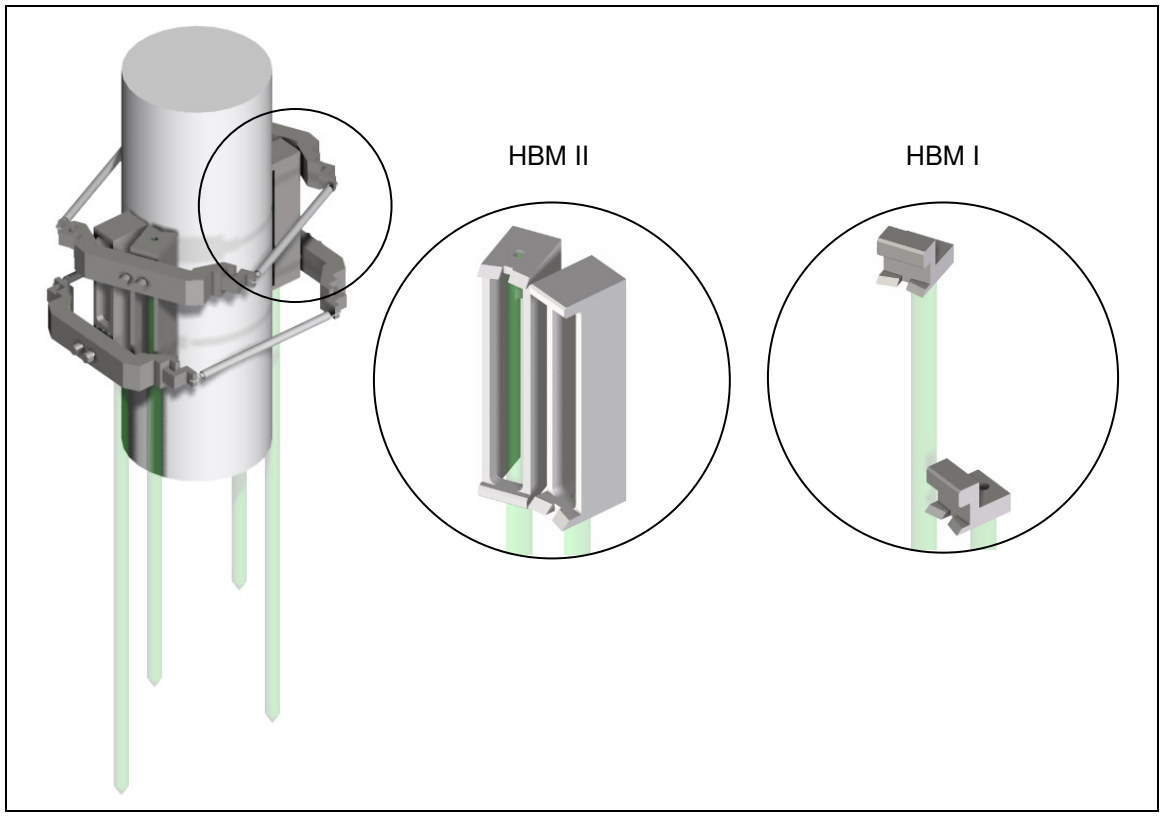


Bild 4.3: Federspannsystem mit Druckstücken und Glasstäben

Die Verformungsmessung kann bis ca. 500 °C am Probekörper erfolgen. Oberhalb dieser Temperatur müssen die Verformungen über den Druckplattenabstand gemessen werden, da die Federn zur Verspannung der Druckstücke am Probekörper nicht für höhere Temperaturen ausgelegt sind. Der Unterschied des Elastizitätsmoduls zwischen den Verformungsmessungen am Probekörper und über den Druckplattenabstand nimmt jedoch mit steigender Temperatur ab und liegt bei 500 °C im Bereich der Streuungen der einzelnen Messwerte.

Da die Messungen der Verformungen mit Glasstäben erfolgen, muss die thermische Dehnung der Glasstäbe von den gemessenen Verformungen abgezogen werden. Hierfür wurde in einem Hochtemperaturdilatometer der thermische Ausdehnungskoeffizient α_T experimentell bestimmt. Dieser ist in dem Temperaturbereich von 20 °C bis 750 °C nahezu konstant und nimmt folgenden Wert an:

$$\alpha_T = 5{,}9 \cdot 10^{-7} \frac{1}{K}$$

4.1.5 Vergleich und Bewertung der Messsysteme

Wie bereits erwähnt wurde zuerst das System HBM I (siehe Bild 4.3) eingesetzt. Dabei zeigte sich vor allem bei einer Prüftemperatur von 500 °C, dass mit zunehmender Verformung die Krümmung der Spannungs-Dehnungs-Linie abnimmt und kurz vor dem Bruch das Vorzeichen ändert (siehe Bild 4.4). Die Ursache liegt in der Verkrümmung der Probekörperoberfläche, die eine Folge der Behinderung der Querverformungen in den Lasteinleitungsbereichen ist. Da sich die Querverformungen im mittleren Bereich des Probekörpers frei ausbilden können, tritt eine Verkrümmung der Probekörperoberfläche über die gesamte Höhe des Probekörpers auf. Die Folge ist die Verdrehung der Druckstücke, die in der Messung als Ausdehnung wahrgenommen wird.

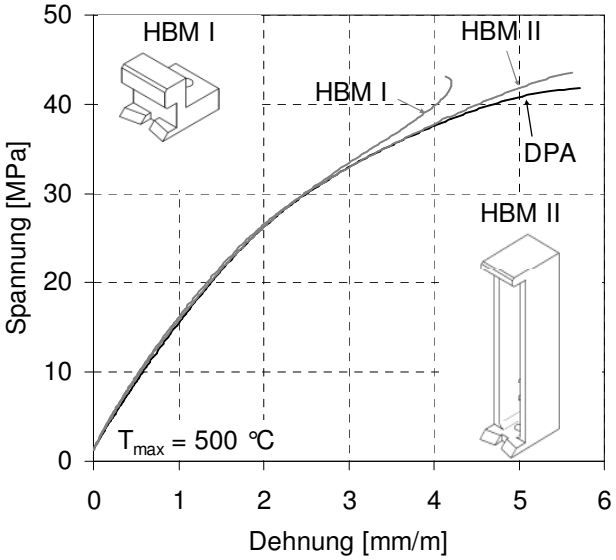


Bild 4.4: Vergleich der Spannungs-Dehnungs-Linien mit den verschiedenen Verformungsmesssystemen

Zur Quantifizierung des Messfehlers wurden vergleichende Untersuchungen an thermisch beanspruchten Betonprobekörpern im abgekühlten Zustand durchgeführt. Die Temperaturstufen betrugen 20 °C, 300 °C und 500 °C. An den Stellen, wo sich sonst die Druckstücke befanden, wurden kleine Kragarme angeklebt, an denen die Verschiebung

gemessen und daraus der Verdrehungswinkel bestimmt werden konnte. Dieser wiederum entspricht dem Verdrehungswinkel der Druckstücke, sodass daraus und aus der Geometrie der Messfehler errechnet und auf die Probekörperverformung bezogen werden konnte. Sofern sich der Probekörper nahezu elastisch verhält, liegt der Fehler unter 5 %. Da sich die gemessenen Einzelverformungen in einem Versuch teilweise ebenfalls in dem Bereich bewegen, kann dieser systematische Messfehler für den elastischen Bereich akzeptiert werden. Sobald sich jedoch größere plastische Verformungen ausbilden, nimmt die Querdehnung stark zu, wodurch sich die Druckstücke stärker verdrehen und der Fehler zunimmt. Dies ist vor allem bei steigenden Prüftemperaturen zu beobachten.

Durch den Einsatz der neuen Druckstücke (HBM II) konnte der Fehler eliminiert werden. Bild 4.4 zeigt die gemessenen Verformungen bei einer Temperatur von 500 °C, wobei diese einerseits mit den beiden verschiedenen Druckstücken und andererseits über den Druckplattenabstand (DPA) gemessen wurden. Der Vergleich der Messung über den Druckplattenabstand mit den neuen Druckstücken (HBM II) bestätigt die Qualität dieses Systems. Die Abweichung in dem Bereich kurz vor dem mechanischen Versagen resultiert aus der Streuung zwei unterschiedlicher Probekörper.

Zusätzlich wurde das System mit Verformungsmessaufnehmern der Firma MTS in Druckversuchen an einem Aluminiumzylinder verglichen. Die Aufnehmer befanden sich jeweils an der gleichen Stelle des Probekörpers. Da Aluminium einen doppelt so hohen Elastizitätsmodul wie der Beton hat, aber auch eine doppelt so hohe Querdehnzahl, bildet sich bei der Annahme von linear elastischem Materialverhalten eine Verkrümmung der Oberfläche des Probekörpers wie bei den Betonprobekörpern aus. Somit wurde auch der Einfluss einer Verkrümmung der Probekörperoberfläche hinreichend berücksichtigt. Die Ergebnisse in Bild 4.5 zeigen keine signifikanten Unterschiede, sodass die Qualität des Systems bestätigt werden konnte. Bei den Betonprobekörpern wurde ebenfalls ein derartiger Vergleich bei 20 °C durchgeführt. Ein Unterschied im elastischen Bereich war jedoch nicht messbar.

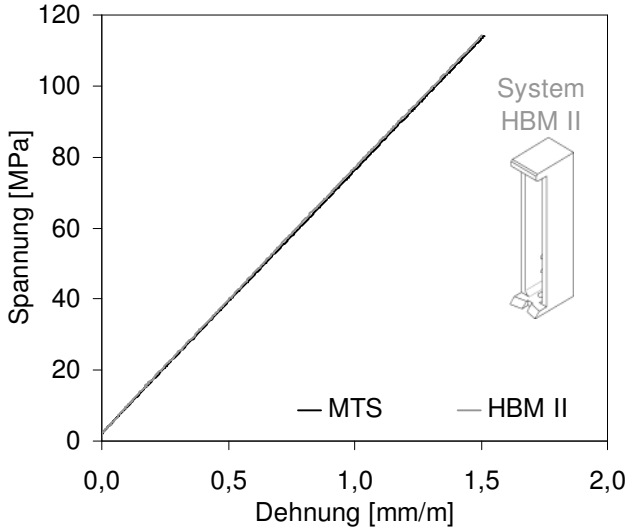


Bild 4.5: Vergleich der Spannungs-Dehnungs-Linien der verschiedenen Messverfahren an einem Aluminium Probekörper

Sofern die Verformungsmessungen über den Druckplattenabstand erfolgen, werden diese durch den Kontakt zwischen Druckplatte und Probekörper beeinflusst. Es muss erst eine

gewisse Last vorhanden sein, um eine gleichmäßige Lasteinleitung und Lastverteilung zu erreichen. Bis dahin zeigt die Spannungs-Dehnungs-Linie einen etwas flacheren Verlauf. Durch exaktes Schleifen der Probekörper und den Einsatz einer Kalotte konnte der Einfluss jedoch minimiert werden.

Für die Verformungsmessungen während des Aufheizprozesses wurden die Messungen am Probekörper und über den Druckplattenabstand miteinander verglichen. Die Unterschiede liegen im Bereich der Streuungen der Einzelwerte bzw. der jeweiligen Messungen. Somit kann die Verformungsmessung in den Versuchen zum instationären Temperaturkriechen über den Druckplattenabstand erfolgen.

4.1.6 Erwärmungsvorrichtung

Für die thermische Beanspruchung der Probekörper wird ein klappbarer Rohrofen eingesetzt, der für Temperaturen bis mindestens 750 °C ausgelegt ist. Der Ofen besteht aus drei Zonen über die Höhe und einer beheizten Länge von 750 mm sowie einem Innendurchmesser von 250 mm. Jede Zone wird über ein separates Thermoelement gesteuert, welches sich an der Oberfläche des Probekörpers befindet, sodass die Regelung über die Probekörpertemperatur erfolgt. Die Heizschalen des Ofens sind mit einem temperaturbeständigen Lochblech verkleidet, um sie beim Versagen des Probekörpers vor Beschädigungen zu schützen.

Die Probekörpertemperaturen werden über ein separates System aufgezeichnet. Alle Thermoelemente sind von Typ K und haben eine Genauigkeit von ± 0,5 K. Bezüglich der Temperaturverteilung werden die Anforderungen nach den *RILEM Recommendations* [92] eingehalten (siehe Kapitel 4.3.1).

Die hohe Leistung der Erwärmungsvorrichtung ermöglicht es, Aufheizraten von 1 K/min bis zu 15 K/min bezogen auf die Oberflächentemperatur des Probekörpers zu realisieren.

4.1.7 Messsystem für die SEA und US-Messungen

Zur zeitlichen Verfolgung innerer Gefügeveränderungen im Beton als Folge der thermischen und mechanischen Beanspruchung der Probekörper wurde der thermomechanische Prüfstand für die in-situ Anwendung der Schallemissionsanalyse und US-Messungen erweitert. Das ermöglicht die zerstörungsfreie Verfolgung der thermomechanisch induzierten Schädigungsprozesse.

Die Messkette des Schallemissionssystems umfasst die Sensoren, die Vorverstärker und die Erfassungseinheit. Die Sensoren nehmen die Bewegungen an der Oberfläche, die eine Folge der Schädigungsprozesse sind, auf und wandeln sie in messbare elektrische Signale um. Diese werden in einem Vorverstärker verstärkt und an die Erfassungseinheit weitergeleitet. Dort werden dann die einzelnen Parameter und Wellenformen der Signale abgespeichert (siehe Bild 4.6).

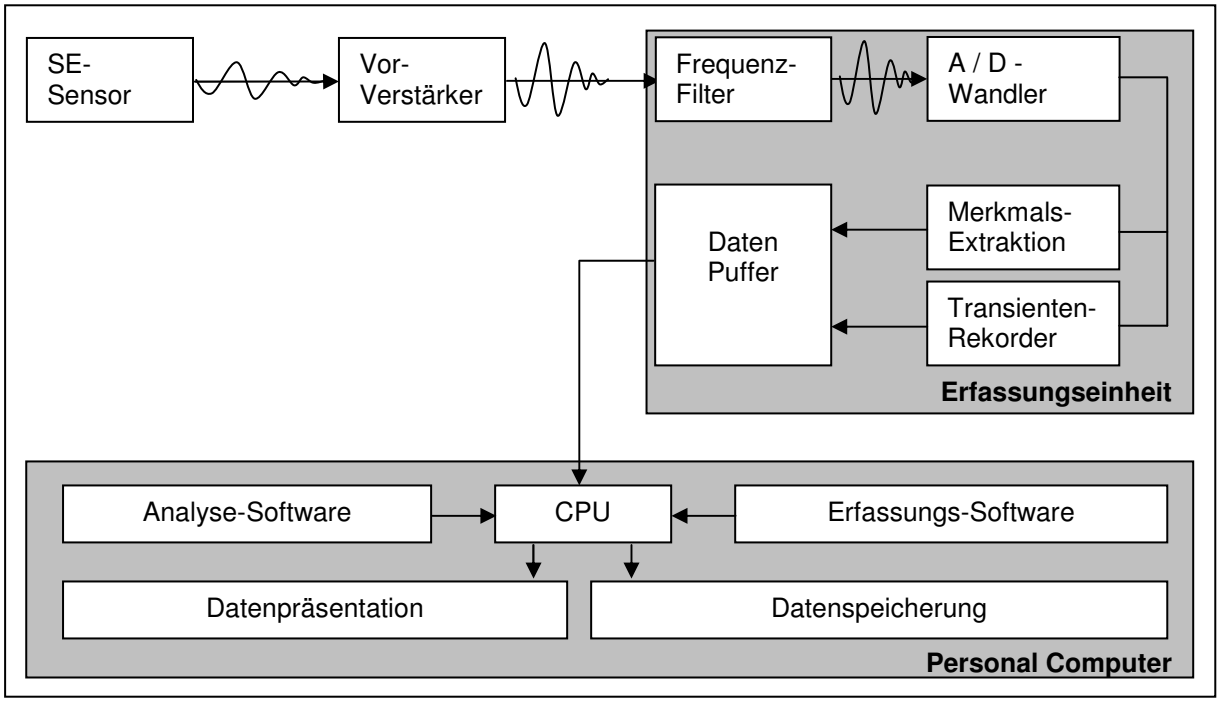


Bild 4.6: Schallemissionsmesskette in Anlehnung an [119]

Sämtliche Komponenten des Schallemissionssystems sind von der Firma Vallen GmbH. Die Erfassungseinheit ist vom Typ AMSY-5. Die Vorverstärker haben eine Verstärkung von 34 dB. Bei den Sensoren handelt es sich um 150 kHz Breitbandsensoren vom Typ VS150-M, die sich im Rahmen von Voruntersuchungen als am geeignetsten erwiesen haben. Die Kabel zwischen den Vorverstärkern und den Sensoren sind zusätzlich abgeschirmt, um Störsignale aus der Umgebung zu eliminieren. Die Sensoren können auf Grund der hohen Temperaturen nicht direkt an die Oberfläche der Probekörper angekoppelt werden. Daher werden zur Übertragung der SE-Ereignisse zwischen Sensor und Probekörper 2 mm dicke und 300 mm lange Wellenleiter aus einem speziellen zunderfreien Stahl in Anlehnung an die *DGZfP Richtlinie zur Charakterisierung der Aufnehmer und ihrer Ankopplung im Labor* [14] verwendet. Diese werden von außen durch Öffnungen in den Ofen eingeführt und über leichten Anpressdruck an die Probekörperoberfläche angekoppelt (siehe Bild 4.7). Vergleichsmessungen haben gezeigt, dass der Draht in dem untersuchten Temperaturbereich nahezu keine eigene Schallemission besitzt.

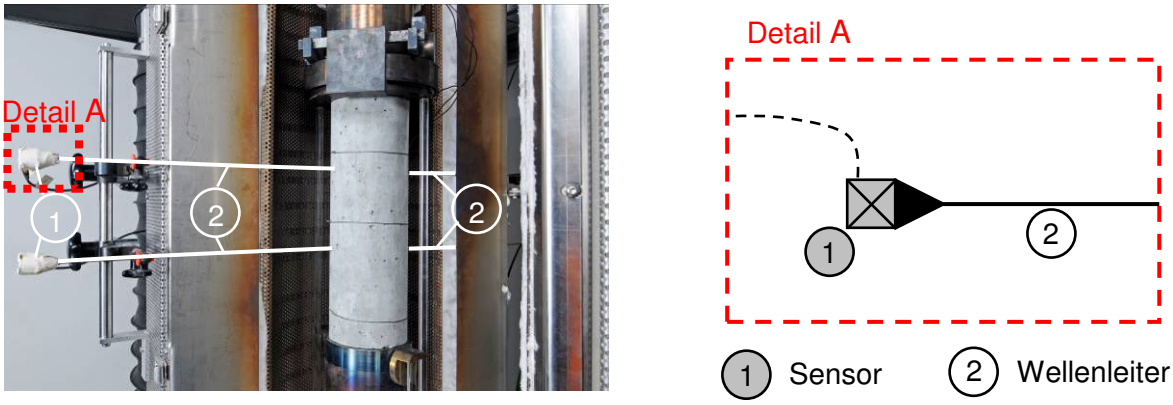


Bild 4.7: Ankopplung der Sensoren an den Probekörper über Wellenleiter

Die US-Messungen werden mit dem gleichen System wie für die SEA durchgeführt. Dazu sendet jeder Sensor nacheinander einen Schallimpuls, der von den anderen Sensoren aufgezeichnet wird. Die Zeitdifferenz zwischen dem Senden und Empfangen der Schallimpulse entspricht der US-Laufzeit. Die Laufzeit von zwei gegenüberliegenden Sensoren setzt sich dabei aus der Laufzeit in den Wellenleitern und im Probekörper zusammen.

Zur Bestimmung der US-Laufzeit im Stahlwellenleiter gemäß Gleichung (4.1) werden der temperaturabhängige E-Modul des Stahls sowie der Dichte benötigt. Während die Temperaturabhängigkeit in der Dichte vernachlässigt werden kann, wird der E-Modul den Herstellerangaben entnommen. Damit kann die US-Geschwindigkeit und daraus die US-Laufzeit im Wellenleiter berechnet werden.

Ultraschallgeschwindigkeit: $$v_{US} = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \qquad (4.1)$$

Zusätzlich wurden bei Raumtemperatur US-Messungen durchgeführt, bei denen die Wellenleiter direkt aneinander gekoppelt werden. Auf die daraus ermittelten Laufzeiten in den Wellenleitern werden dann die errechneten US-Laufzeiten in den Wellenleitern bei erhöhten Temperaturen bezogen.

Die Laufzeit im Probekörper setzt sich dann aus der gemessenen US-Laufzeit abzüglich der Laufzeit in den Wellenleitern zusammen. Die Totzeit der Messkette wird dabei nicht berücksichtigt.

4.2 Versuchsprogramm

4.2.1 Betontechnologische Daten

Die Untersuchungen wurden exemplarisch für einen hochfesten Beton sowohl mit als auch ohne PP-Fasern durchgeführt. Die Betonzusammensetzung ist in Tabelle 4.1 wiedergegeben.

Für die Herstellung wurde der Zement CEM I 42,5 R verwendet. Der w/z-Wert von 0,32 wurde durch die Zugabe von 2,6 % Fließmittel bezogen auf den Zementgehalt erreicht. Der Anteil an Mikrosilika betrug 11 % bezogen auf den Zementgehalt. Die quarzitische Gesteinskörnung hatte einem maximalen Korndurchmesser von 8 mm.

Bei den verwendeten PP-Fasern handelt es sich um monofilamente Fasern mit einem Durchmesser von 32 µm und einer Länge von 6 mm. Sofern die Fasern in den Beton beigemischt wurden, wurde zusätzlich Entschäumer zugegeben, um den hohen Luftporengehalt, der durch die Zugabe der PP-Fasern entstand, zu reduzieren.

Die Betonmischungen HU13 bis HU17 mit PP-Fasern wurden jeweils unter gleichen Bedingungen in einem 150 Liter Mischer der Firma Eirich hergestellt. Die Herstellung der Betonmischungen HU20, HU21 und HU24 ohne PP-Fasern erfolgte in einem 30 Liter Mischer der Firma Pemat.

Tabelle 4.1: Betonzusammensetzung [kg/m^3]

Beton		**HU13 bis HU17**	**HU20, HU21, HU24**
Zement CEM I 42,5 R		580	
Wasser		173	
Fließmittel (Grace „ADVA Flow 391“, PCE, Feststoffgehalt 30 %)		15	
Entschäumer (Grace „OPTEC 960“)		2,57	-
PP-Fasern (Grace „MicroFibre”, Ø 32 µm, l = 6 mm)		2	-
Mikrosilika (RW silicium „RW-Füller“, spez. Oberfläche 18-22 m^2/g) Primärpartikel Ø 0,1 – 0,3 µm Sekundärpartikel > 1 µm 30 % > 10 µm 5 %		63,8	
Gesteinskörnung (quarzitisch)	0-0,5	461	
	0,5-1,0	154	
	1,0-2,0	154	
	2,0-4,0	231	
	4,0-8,0	538	
w/z - Wert		0,32	

Die zylindrischen Probekörper für die Hochtemperaturversuche hatten einen Durchmesser von 100 mm und eine Höhe von 300 mm. Sie wurden einen Tag nach dem Betonieren ausgeschalt, danach 7 Tage unter Wasser und anschließend bis zum Versuch bei 23 °C und 50 % relativer Luftfeuchte gelagert. Nach der Entnahme aus dem Wasser wurden sie an den Stirnseiten plan geschliffen.

Das Alter der Probekörper zum Prüfzeitpunkt betrug bei dem Beton mit PP-Fasern mindestens 265 Tage und ohne PP-Fasern mindestens 160 Tage, sodass die Vorgaben der *RILEM Recommendations* [92] von mindestens 90 Tagen eingehalten wurden.

Der Feuchtegehalt der Probekörper wurde durch Trocknung bei 105 °C bis zur Massekonstanz bestimmt. Er lag für alle Mischungen zwischen 4,3 M-% und 4,6 M-%, wobei sich kein Einfluss der Fasern bemerkbar machte.

Der Referenzwert der Druckfestigkeit wurde im Zeitraum der Prüfungen an den Zylindern mit einem Durchmesser von 100 mm und einer Höhe von 300 mm im thermomechanischen Prüfstand bei Raumtemperatur ermittelt. Sie betrug im Mittel 113 MPa ohne PP-Fasern und 110 MPa mit PP-Fasern.

Die Frisch- und Festbetoneigenschaften der jeweiligen Mischungen sind in Anhang A detailliert aufgeführt.

4.2.2 Temperatur- und Lastregime

Die Versuche wurden in Anlehnung an die *RILEM Recommendations* [92] durchgeführt. Der Temperaturbereich erstreckte sich von 20 °C bis 750 °C. Eine Übersicht der einzelnen Prüfungen unter den jeweiligen Bedingungen ist Tabelle 4.2 zu entnehmen.

Die Druckversuche zur Ermittlung der Spannungs-Dehnungs-Linien wurden unter stationären Temperaturen und den entsprechenden *RILEM Recommendations* [93] durchgeführt. Die Probekörper wurden zunächst in drei Lastzyklen bis 15 % der Festigkeit bei 20 °C f_c (20 °C) belastet und anschließend unter der mechanischen Belastung σ_i mit einer linearen Heizrate aufgeheizt. Nach Erreichen der Zieltemperatur T_{max} wurde die Temperatur für 60 Minuten konstant gehalten. Im Anschluss erfolgte zunächst eine Entlastung und anschließend zeitnah die mechanische Belastung bis zum Bruch des Probekörpers mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,5 MPa/s (siehe Kapitel 2.1.2 - Bild 2.3 links). Aus den Spannungs-Dehnungs-Linien ergeben sich dann die Festigkeit f_c (T) als maximale Spannung, der E-Modul E (T) als Sekantensteigung zwischen 15 % und 30 % der erreichten Festigkeit und die Bruchdehnung ε_{ult} (T) als maximal erreichte Dehnung. Es sei hierbei angemerkt, dass für die Berechnung des E-Moduls die Messwerte der Verformungen am Probekörper und für die Bruchdehnung die des Druckplattenabstandes verwendet wurden.

Bei den instationären Kriechversuchen wurden die Probekörper zunächst in drei Lastzyklen bis 15 % von f_c (20 °C) belastet. Im Anschluss erfolgte die Erwärmung bis T_{max} = 750 °C mit einer linearen Heizrate unter konstanter mechanischer Belastung σ_i (siehe Kapitel 2.1.2 - Bild 2.3 rechts), sofern die Probekörper nicht bereits bei geringeren Temperaturen versagten. Dabei wurden die entsprechenden *RILEM Recommendations* [94, 95] berücksichtigt, wobei davon abweichend die Verformungsmessungen über den Druckplattenabstand erfolgten.

Tabelle 4.2: Prüfmatrix – Anzahl der Versuche

T_{max} [°C]	Aufheizrate dT/dt [K/min]	0,2	1								15	
	$\alpha = \sigma_i / f_c(20°C)$	0	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0	0,2
Spannungs-Dehnungs-Linien bei stationärer Temperaturbeanspruchung												
20		14										
120			3		2							
200			3		3							
300			3	2	2		2				1	1
400			2									
500			5	2	4		3					
600			2		2						2	2
750			2	2	2							
Verformungsverhalten bei instationärer Temperaturbeanspruchung												
750		1	3/2[1]/ 2[2]/1[1,2]	2/1[1]	2/1[1]/ 1[2]/3[3]	3/1[1]	2	2	2	2	3/1[1]	3
Temperaturmessungen bei instationärer Temperaturbeanspruchung												
600		1	3/2[1]/1[2]								1	
Massenverlustmessungen bei instationärer Temperaturbeanspruchung												
750		1	2/2[1]/2[2]									
Mikroskopie												
500			1		1		1					
600			1								2	
Hg-Porosimetrie												
40			1									
105			1									
200			1		1							
300			1		1							
500			1		1		1					
600			1									
750			1									

[1)] ohne PP-Fasern [2)] bei 105 °C getrocknet [3)] mit thermischer Vorbeanspruchung

Die Temperaturmessungen sowie die Massenverlustmessungen wurden unter dem gleichen Temperaturregime wie die instationären Kriechversuche jedoch ohne mechanische Belastung durchgeführt.

Parallel wurden Schallemissions- sowie die Ultraschallmessungen während der thermischen und mechanischen Beanspruchung der Probekörper durchgeführt. Zur Validierung der

beiden zerstörungsfreien Prüfverfahren dienten mikroskopische Untersuchungen sowie Strukturuntersuchungen mit der Quecksilberdruckporosimetrie an ausgewählten Probekörpern. Diese wurden mit dem gleichen Temperatur- und Lastregime wie bei der Ermittlung der Spannungs-Dehnungs-Linien beansprucht (siehe Kapitel 2.1.2 - Bild 2.3 links), jedoch lediglich bis zur 3. Phase. Anschließend erfolgte die Abkühlung mit einer Rate von 0,5 K/min.

Die Wahl der Belastungsgrade α erfolgte in Anlehnung an die Baupraxis. Danach entsprechen die Belastungsgrade von α = 0,2 und α = 0,4 ungefähr Lastausnutzungsgraden von 50 % bzw. 100 % bezogen auf die Bemessungswerte der Festigkeit von hochfestem Beton nach *DIN EN 1992-1-1* [25].

Als Referenztemperatur wurde für alle Versuche die mittlere Oberflächentemperatur des Probekörpers gewählt, insbesondere um die Vergleichbarkeit der Messergebnisse verschiedener Betone zu gewährleisten.

4.3 Temperaturmessungen

Die Temperaturmessungen wurden zum einen zur Charakterisierung des Temperaturfeldes im thermomechanischen Prüfstand durchgeführt. Es sollte sichergestellt werden, dass die Anforderungen nach den *RILEM Recommendations* [92] eingehalten werden und die Probekörper eine gleichmäßige Temperaturverteilung über die Probekörperhöhe während der thermischen Beanspruchung aufweisen. Zum anderen ist die Kenntnis des zeitlichen Verlaufs der örtlichen Temperaturverteilung im Probekörper für die Beurteilung der Ergebnisse der thermomechanischen Untersuchungen zwingend erforderlich.

Die Versuche wurden gemäß dem Prüfregime in Kapitel 2.1.2 (Bild 2.3 links) durchgeführt. Die maximale Temperatur betrug 600 °C. Nach Erreichen der 3. Phase erfolgte die Abkühlung der Probekörper bis auf Raumtemperatur.

Die Messungen der Temperaturen an der Probekörperoberfläche erfolgten mit Mantelthermoelementen. Die Thermoelemente im Probekörper wurden vor dem Betonieren in der Schalung positioniert. Die exakte Position konnte durch Aufschneiden der Probekörper nach der Abkühlung bestimmt werden.

4.3.1 Aufheizrate 1 K/min

Im Folgenden sind zunächst die Ergebnisse der Messung eines hochfesten Betons der Serie HU13 mit PP-Fasern für eine Aufheizrate von 1 K/min aufgeführt. Der Bezugswert ist dabei gemäß *RILEM Recommendations* [95] die mittlere Oberflächentemperatur T_m ($T_m = (TC2 + 2 \cdot TC3 + TC4) / 4$). Die Positionen der Thermoelemente im Probekörper sind Bild 4.8 zu entnehmen. Die Ergebnisse der Messungen sind in Bild 4.9 als zeitliche Verläufe der Temperatur an der Probekörperoberfläche und in Probekörpermitte dargestellt.

Die Ergebnisse der Messungen eines hochfesten Betons der Serie HU14 mit PP-Fasern zeigten keine signifikanten Unterschiede.

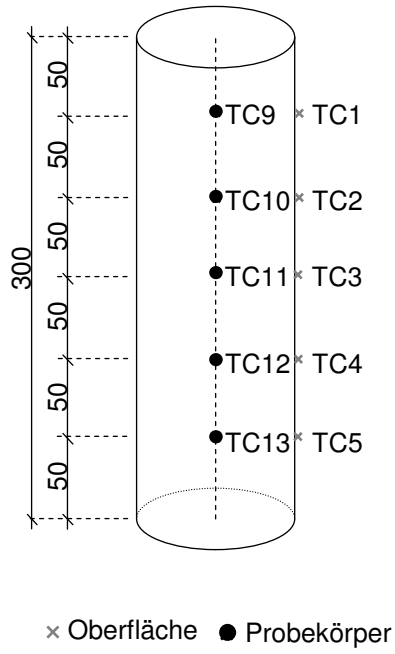


Bild 4.8: Lage der Temperaturmessstellen

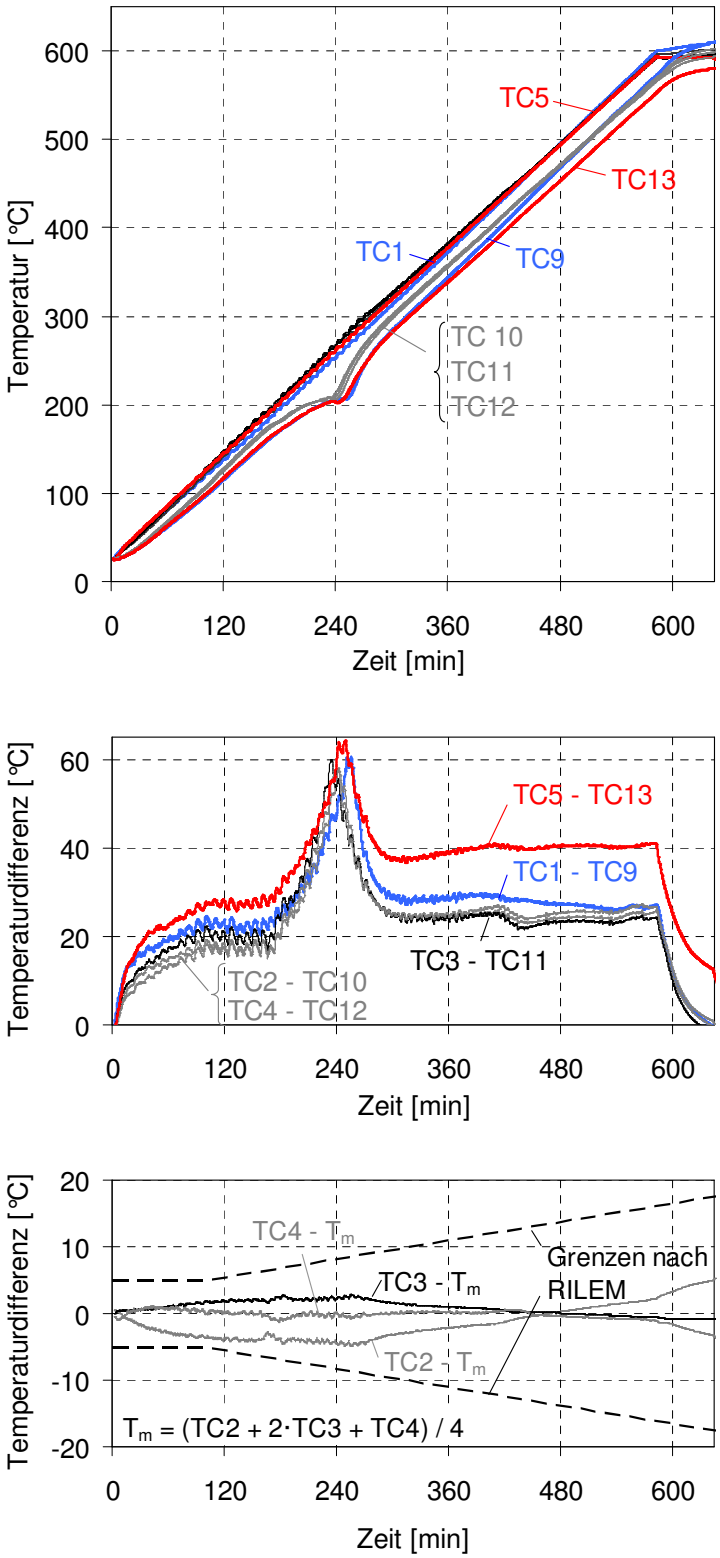


Bild 4.9: Temperaturverläufe bei linearer Aufheizrate von 1 K/min bis 600 °C von hochfestem Beton mit PP-Fasern (HU13)
(oben: Temperaturen an der Oberfläche und in der Mitte; mitte: Temperaturdifferenz zwischen außen und innen; unten: Temperaturdifferenz der Oberflächentemperaturen)

Die Aufheizrate bezogen auf die Probekörperoberfläche konnte mit sehr hoher Genauigkeit erreicht werden. Die in Bild 4.9 (unten) dargestellten Abweichungen der Oberflächentemperaturen von der mittleren Oberflächentemperatur T_m war sehr gering und erfüllt die Anforderungen der *RILEM Recommendations* [92].

Die in Bild 4.9 (mitte) dargestellte Temperaturdifferenz zwischen außen und innen stieg in den ersten 60 Minuten auf 20 K an und blieb bis zur 170. Minute nahezu konstant. Ab einer Temperatur von ca. 190 °C an der Probekörperoberfläche nahm die Temperaturerhöhung in der Probekörpermitte ab und ging bei 205 °C auf Null zurück. Erst in der 170. Minute stieg sie schlagartig an. Die hierbei auftretende Temperaturdifferenz erreichte in der 240. Minute einen Wert von 60 K. Die Ursache dafür ist zum einen auf die Phasenumwandlung des Wassers zurückzuführen. Denn dadurch wird die thermische Energie für die Verdampfung des Wassers verbraucht und steht nur bedingt für die Temperaturerhöhung zur Verfügung. Zum anderen sorgt der Feuchtetransport des verdampfenden Wassers nach außen für eine Wärmeabfuhr. Da dieses Phänomen erst bei 205 °C auftritt, muss entsprechend dem Sättigungsdampfdruck des Wassers ein Druck von 1,7 MPa vorliegen (siehe *Schmidt* [101]).

Nach Erreichen der Zieltemperatur von 600 °C in der 580. Minute nahm die Temperaturdifferenz zwischen außen und innen innerhalb von 60 Minuten nahezu komplett ab (siehe Bild 4.9 unten), sodass eine annähernd gleichmäßige Temperaturverteilung über den Probekörperquerschnitt vorhanden war.

Um den Einfluss der PP-Fasern auf das Temperaturfeld zu charakterisieren, wurden Temperaturmessungen mit dem hochfesten Beton der Serie HU24 ohne PP-Fasern durchgeführt. Weiterhin wurden Probekörper der Serie HU13 mit PP-Fasern bei 105 °C bis zur Massenkonstanz getrocknet, um den Einfluss der Feuchtigkeit und insbesondere des physikalisch gebundenen Wassers zu ermitteln. Die thermische Beanspruchung erfolgte nach dem gleichen Prüfregime wie bei den vorangegangenen Versuchen. In Bild 4.10 ist für die verschiedenen Betone der Vergleich der Temperaturunterschiede zwischen außen und innen dargestellt. Dabei ergibt sich die mittlere Temperaturdifferenz aus dem Mittelwert der Temperaturen an der Oberfläche (TC 2 bis TC4) und in der Mitte des Probekörpers (TC10 bis TC12).

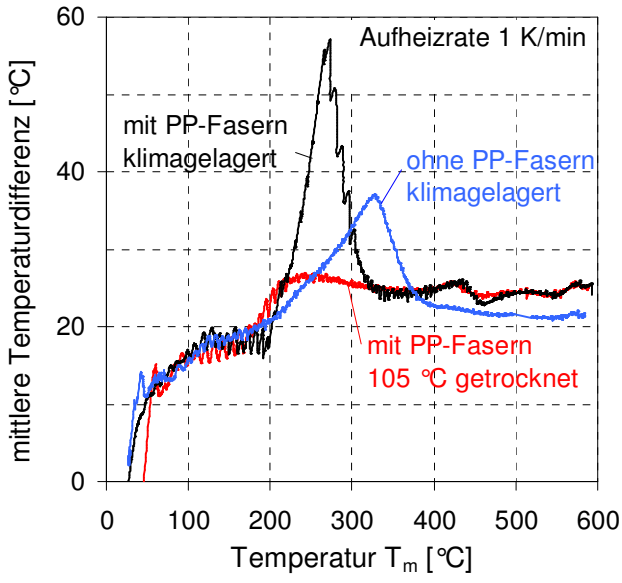


Bild 4.10: Mittlere Temperaturdifferenz zwischen der Probekörperoberfläche und der Probekörpermitte bei verschiedenen Betonen (HU13 und HU24) und linearer Aufheizrate von 1 K/min bis 600 °C

Bis ca. 200 °C zeigt sich kein signifikanter Unterschied in den Messungen. Oberhalb davon sind jedoch deutliche Unterschiede festzustellen. Dabei zeigt der Probekörper mit PP-Fasern bei 270 °C im Gegensatz zu dem Probekörper ohne PP-Fasern einen deutlichen Peak. Dieser tritt ohne PP-Fasern erst bei 330 °C und deutlich schwächer auf. Da der Peak in der Temperaturdifferenz bei einer Vortrocknung bei 105 °C verschwindet, ist er dem physikalisch gebundenen Wasser zuzuordnen.

Ergänzend wurden Temperaturmessungen an Probekörpern der Serie HU13 mit PP-Fasern bei einer Aufheizrate von 0,2 K/min durchgeführt. Die in Bild 4.11 dargestellten Ergebnisse der Temperaturdifferenz zeigen qualitativ gleiche Verläufe wie bei den Versuchen mit einer Aufheizrate von 1 K/min. Sie unterscheiden sich jedoch in der Höhe und dem Auftreten des Peaks. Die Höhe der Temperaturdifferenz sinkt um das Maß um das die Aufheizrate reduziert wird. Dies stimmt mit der theoretischen Lösung gemäß *Carslaw und Jaeger* [6] überein, in der die Aufheizrate linear mit der Temperaturdifferenz zusammenhängt.

Durch die geringere Aufheizrate von 0,2 K/min im Vergleich zu 1 K/min wird die Zeit je Temperatureinheit um den Faktor 5 erhöht. Damit entweicht die Feuchtigkeit bereits bei geringeren Temperaturen, wie in den Messungen des Massenverlusts in Kapitel 4.4 gezeigt wurde. Dies wiederum führt zu einer Verschiebung des Bereiches, in dem die Temperaturdifferenz stark zunimmt, zu geringeren Temperaturen.

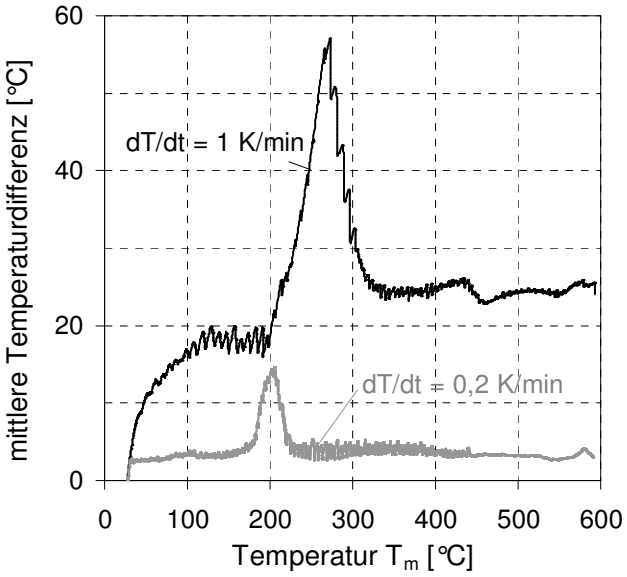


Bild 4.11: Vergleich der mittleren Temperaturdifferenz zwischen der Probekörperoberfläche und der Probekörpermitte von hochfestem Beton mit PP-Fasern (HU13) bei einer Aufheizrate von 0,2 und 1 K/min

4.3.2 Aufheizrate 15 K/min

Die Messungen mit einer Aufheizrate von 15 K/min wurden an einem hochfesten Beton der Serie HU15 mit PP-Fasern durchgeführt. Die Positionierung der Thermoelemente erfolgte gemäß Bild 4.12. Die Ergebnisse der Temperaturmessungen sind in Bild 4.13 dargestellt. Darin zeigt sich, dass die Temperaturdifferenz zwischen innen und außen nach einer Beanspruchungsdauer von insgesamt 120 Minuten abgeklungen ist.

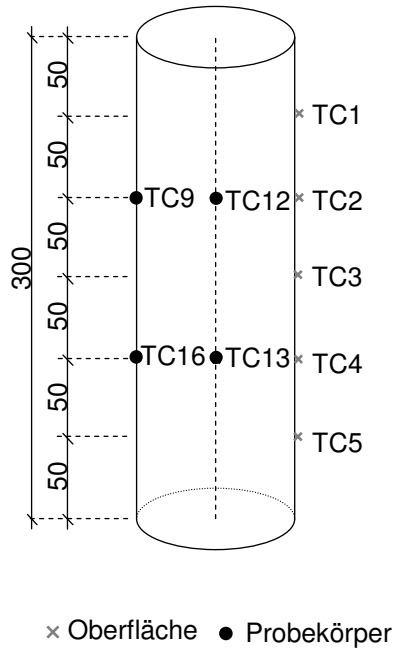


Bild 4.12: Lage der Temperaturmessstellen

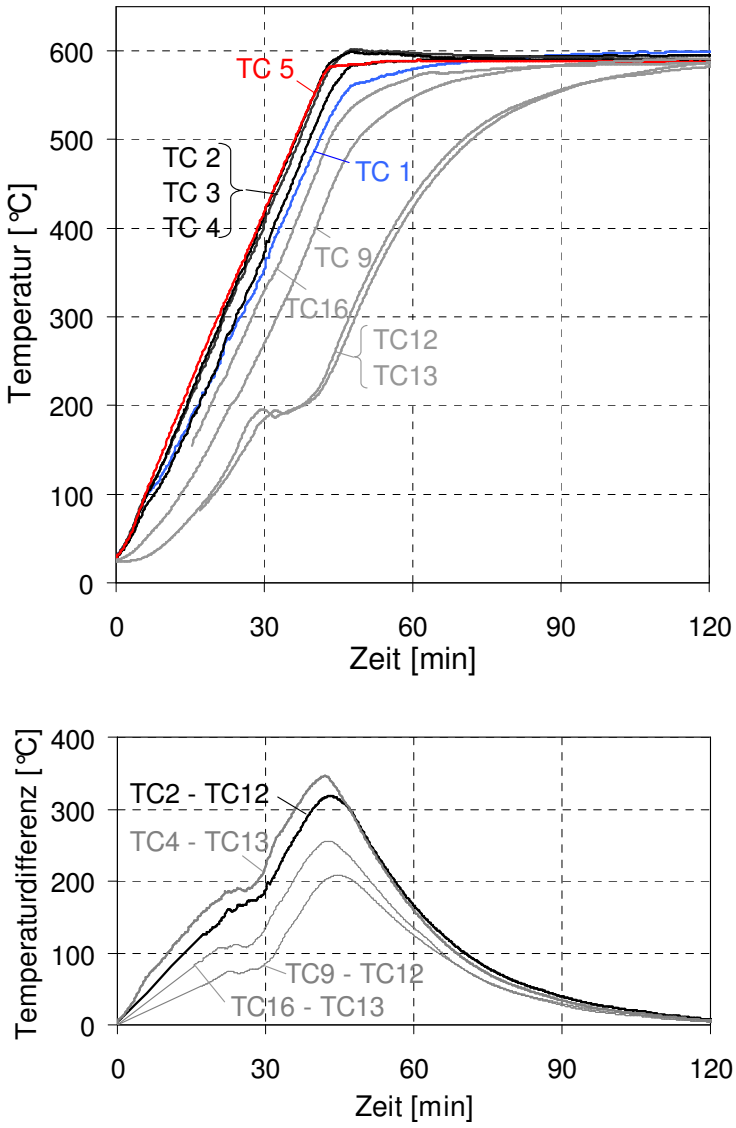


Bild 4.13: Temperaturverläufe bei Aufheizrate von 15 K/min bis 600 °C von hochfestem Beton mit PP-Fasern (HU15)
(oben: Temperaturen an der Oberfläche und in der Mitte; unten: Temperaturdifferenz zwischen außen und innen)

Die Messwerte der knapp unter der Oberfläche in dem Beton einbetonierten Thermoelemente (TC 9 und TC 16) weisen große Unterschiede von bis zu 100 K zu den Messwerten der auf der Oberfläche anliegenden Mantelthermoelemente (TC 1 bis TC 5) auf (siehe Bild 4.13 oben). Bei einer Aufheizrate von 1 K/min konnte hingegen keine signifikante Abweichung beobachtet werden. Der Grund liegt darin, dass bei hohen Aufheizraten infolge des höheren Einflusses der Strahlung die Mantelthermoelemente schneller erwärmt werden.

Ebenso wie bei den Temperaturmessungen an dem gleichen Beton mit einer Aufheizrate von 1 K/min (siehe Bild 4.9) zeigt sich auch hier eine Haltephase der Temperaturen bei 195 °C in der Probekörpermitte. Man kann diesem Haltepunkt entnehmen, dass dort lokale Porendrücke von 1,4 MPa vorhanden waren (siehe *Schmidt* [101]).

4.4 Messungen des Massenverlusts

Zur Charakterisierung des Austrocknungsverhaltens der im Rahmen des Prüfprogramms verwendeten Probekörper wurde der Massenverlust während der instationären Temperaturbeanspruchung gemessen. Dieser ist für die Interpretation der Ergebnisse der Verformungsmessungen sowie der zerstörungsfreien Prüfungen erforderlich.

Die Messungen erfolgten mit einer Waage, die eine Genauigkeit von 1 g aufweist. Zur Positionierung der Probekörper in der Erwärmungseinrichtung wurde eine Konstruktion aus Fasermaterial verwendet, die von unten in diese hineinragte und auf der Waage stand. Der Probekörper befand sich dabei in der gleichen Position innerhalb der Erwärmungseinrichtung wie in dem thermomechanischen Prüfstand, sodass die Vergleichbarkeit gegeben ist.

Die Ergebnisse sind als Mittelwerte aus mindestens zwei Messungen für eine Aufheizrate von 1 K/min in Bild 4.14 dargestellt.

Sofern die Probekörper mit PP-Fasern bei 105 °C vorgetrocknet werden (Serie HU16), ist das physikalisch gebundene Wasser bei Versuchsbeginn nicht mehr im Probekörper enthalten und daher in Bild 4.14 (links) abgezogen. Ein signifikanter Massenverlust beginnt dann bei einer Temperatur von 180 °C. Er ist auf das entweichende Gelporenwasser zurückzuführen, welches gemäß theoretischen Überlegungen von *Waubke* [122] erst ab dieser Temperatur freigesetzt wird. Oberhalb von ungefähr 250 °C ist kein qualitativer Unterschied des Massenverlustes mehr zu dem klimagelagerten Beton zu beobachten.

Der Massenverlust der klimagelagerten Probekörper sowohl mit PP-Fasern (Serie HU17) als auch ohne PP-Fasern (Serie HU21) beträgt ab 150 °C mehr als 0,5 % und nimmt mit steigender Temperatur weiter zu, wobei bis 200 °C nahezu keine Unterschiede vorhanden sind. Oberhalb von 200 °C zeigen die Probekörper mit PP-Fasern einen schnelleren Massenverlust als ohne PP-Fasern mit einem Peak in der Massenverlustrate bei 230 °C. Dieser ist ohne PP-Fasern deutlich geringer. Erst ab 350 °C ist die Massenverlustrate für alle Betone nahezu identisch.

Der Massenverlust der Probekörper mit PP-Fasern ist bis 300 °C bzw. ohne PP-Fasern bis 350 °C im Wesentlichen auf das entweichende physikalisch und das in den Gelporen gebundene Wasser zurück zu führen.

Die Ursache für die höhere Massenverlustrate der Probekörper mit PP-Fasern liegt in der erhöhten Permeabilität des Betons, die durch die PP-Fasern in dem Temperaturbereich des Faserschmelzens bewirkt wird (siehe Kapitel 2.1.1). Dadurch kann das verdampfende Wasser wesentlich schneller aus dem Probekörper entweichen. Ohne PP-Fasern wird dieser Prozess behindert, sodass der Feuchtetransport langsamer erfolgt. In den Messungen zeigt sich dies durch einen geringeren Peak in der Massenverlustrate. Insgesamt entweicht jedoch annähernd gleichviel Feuchtigkeit.

Wie die PP-Fasern diesen erhöhten Feuchtetransport genau ermöglichen, wird an dieser Stelle nicht weiter erörtert, da aus der bekannten Literatur keine eindeutige Antwort hervorgeht und dies nicht Gegenstand dieser Arbeit ist.

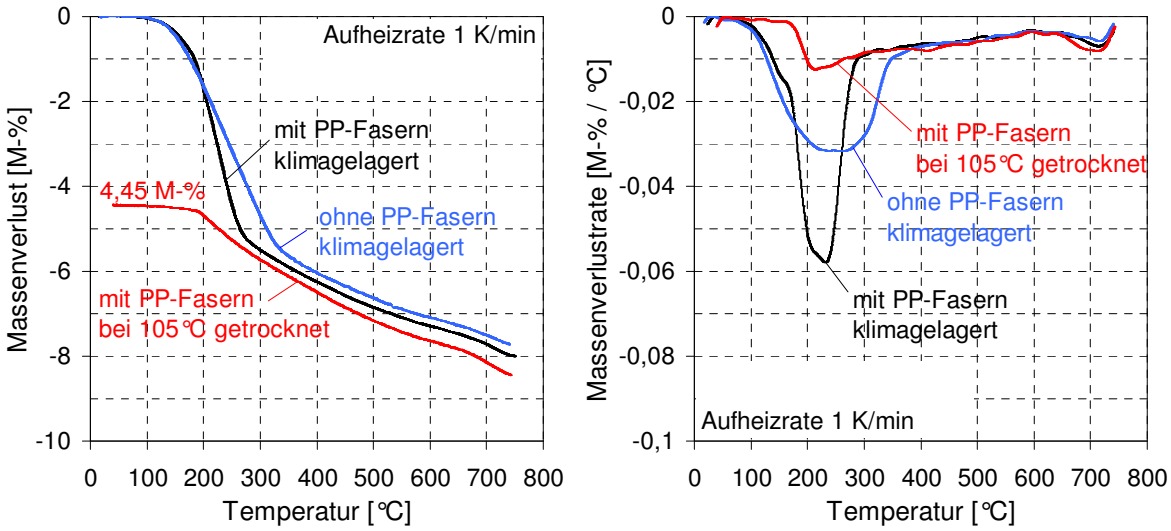


Bild 4.14: Massenverlust (links) und Massenverlustrate (rechts)
während der thermischen Beanspruchung (HU16, HU17, HU21)

Das dichte Gefüge des hochfesten Betons bewirkt, dass der Feuchtetransport behindert wird und das physikalisch gebundene sowie das in den Gelporen gebundene Wasser nur langsam entweichen können. Sofern die Aufheizrate reduziert wird, wird die Zeit je Temperatureinheit erhöht. Dadurch kann das verdampfende Wasser bereits bei geringeren Temperaturen entweichen. So wurde bei dem Beton der Serie HU17 (siehe Bild 4.15) bei einer Aufheizrate von 0,2 K/min im Gegensatz zu 1 K/min bereits bei 100 °C ein verstärkter Massenverlust festgestellt und eine Verschiebung des Peaks in der Massenverlustrate von 230 °C nach 190 °C gemessen.

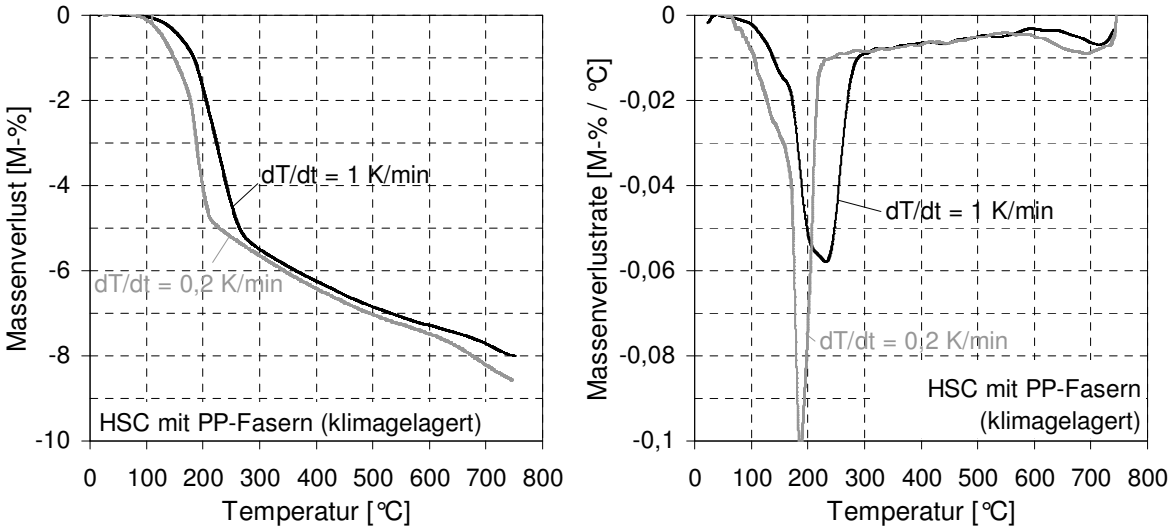


Bild 4.15: Massenverlust (links) und Massenverlustrate (rechts) von hochfestem Beton mit PP-Fasern bei zwei verschiedenen Aufheizraten während der thermischen Beanspruchung (HU17)

4.5 Rissbildung bei hohen Temperaturen

4.5.1 SEA und US-Messungen während der thermischen Beanspruchung

Das Betongefüge wird durch die hohe thermische Beanspruchung geschädigt. Hierbei spielen Risse eine entscheidende Rolle. Sofern zusätzlich mechanische Belastungen auf den Probekörper einwirken, werden innere Spannungen mit den Spannungen aus der äußeren Belastung überlagert, sodass Gefügeschäden anderer Ausprägung auftreten. Eine Folge ist z. B. die in Kapitel 2.1.3.1 beobachtete Festigkeitssteigerung.

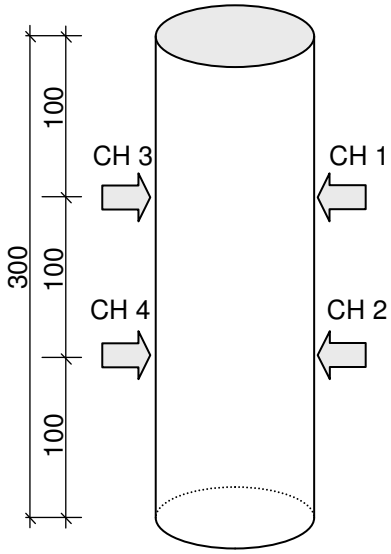
Mit Hilfe der Schallemissionsanalyse (SEA) und den Ultraschallmessungen (US-Messungen) als zerstörungsfreie Prüfverfahren soll die Gefügeschädigung während der thermischen und mechanischen Beanspruchung charakterisiert werden.

Mit der SEA werden die Schallereignisse im Probekörper erfasst. Sie stellen einen Indikator für die innere Gefügeschädigung in Form von Rissbildung dar. Neben der Rissbildung führen allerdings auch Reibungsvorgänge zu Schallereignissen. Zur Bewertung der Schallereignisse kann z. B. der Energieinhalt der Signale genutzt werden. Er wird durch Quadrieren und Integrieren der Signale über die Zeit von der Hardware online berechnet. Das Ergebnis ist ein zur Energie äquivalenter Wert mit der Einheit „eu“ (1 eu = 10^{-14} V^2·s).

Mit den US-Messungen werden die US-Laufzeiten durch den Probekörper ermittelt. Dabei stellen die Erhöhungen in den US-Laufzeiten einen Indikator für die integrale innere Gefügeschädigung dar. Reibungseffekte können dabei jedoch nicht erfasst werden.

Die simultane kombinierte Anwendung der beiden akustischen Prüfverfahren für diesen Anwendungsfall erfolgt erstmalig im Rahmen dieser Arbeit.

Für die Untersuchungen wird das in Kapitel 4.1.7 beschriebene System eingesetzt. Um Störgeräusche auszublenden, wird ein Schwellwert von 30 dB gesetzt. Dabei werden allerdings auch durch Rissbildung verursachte SE-Signale, die unterhalb dieser Schwelle liegen, nicht mit erfasst. Die zur Definition des Signalendes erforderliche „duration discrimination time“ wird auf 50 µs gesetzt. Die Anordnung der Wellenleiter mit den dazugehörigen Sensoren erfolgt gemäß Bild 4.16. Insgesamt werden vier Wellenleiter mit den dazugehörigen Sensoren in den Drittelspunkten des Probekörpers appliziert, wobei je zwei davon einander gegenüberliegen. Die Ergebnisse der SEA werden aus dem Mittelwert aller vier Sensoren gebildet. Die US-Laufzeit wird aus der Laufzeit zwischen den Sensoren 1 und 3 bzw. 2 und 4 abzüglich der Laufzeit in den Wellenleitern berechnet. Zur Auswertung werden die Ergebnisse auf die Oberflächentemperatur bezogen, wobei davon ausgegangen werden kann, dass die Temperatur über die Probekörperhöhe näherungsweise konstant ist (siehe Kapitel 4.3.1).



CH 1 Sensor 1
CH 2 Sensor 2
CH 3 Sensor 3
CH 4 Sensor 4

Bild 4.16: Anordnung der Wellenleiter mit Sensoren am Probekörper

Die Messungen wurden sowohl bei der Ermittlung der Spannungs-Dehnungs-Linien als auch bei den instationären Kriechversuchen durchgeführt. Während das Temperatur- und Lastregime der Ersteren aus fünf Phasen besteht, sind bei den instationären Kriechversuchen nur 2 Phasen vorhanden (siehe Kapitel 2.1.2 - Bild 2.3). Die ersten beiden Phasen stimmen jedoch in beiden Versuchen überein, sofern es nicht vor Erreichen von 750 °C zum mechanischen Versagen kommt.

Die Auswertung der Ergebnisse zum Rissverhaltens in den genannten Phasen wird jedoch der Auswertung der mechanischen Untersuchungen vorangestellt. Dies hat insbesondere zum Ziel, die Ergebnisse der mechanischen Untersuchungen, die in enger Wechselwirkung mit der Rissbildung stehen, besser interpretieren zu können.

Die Ergebnisse werden in den Phasen ausgewertet, in denen das Gefüge des Betons maßgebend geschädigt wird. Dazu werden zunächst in Bild 4.17 exemplarisch für einen Probekörper der Serie HU17 mit PP-Fasern und einem Belastungsgrad von $\alpha = 0{,}2$ sowie einer maximalen Temperatur von 500 °C die Ergebnisse in allen fünf Phasen des Temperatur- und Lastregimes über die Zeit in Minuten dargestellt. Dabei zeigen Bild 4.17 (a) und (b) die thermische bzw. mechanische Einwirkung auf den Probekörper. Die Dehnung ist in Bild 4.17 (c) dargestellt. Bild 4.17 (d) und (e) zeigen die SE-Aktivitäten als einzelne Ereignisse je Sekunde bzw. als kumulierte Ereignisse. Als weiteres Ergebnis der SEA wird in Bild 4.17 (f) die Energie kumulativ aufgetragen. Die US-Laufzeit ist in Bild 4.17 (g) dargestellt. Es sei darauf hingewiesen, dass die Zeitachse in den jeweiligen Phasen unterschiedlich skaliert ist.

Wie in Kapitel 4.2 beschrieben, wird der Probekörper in der ersten Phase zunächst einem Belastungszyklus unterzogen und anschließend bis $\alpha = 0{,}2$ belastet. Dabei treten nahezu keine Schallereignisse auf, sodass davon auszugehen ist, dass keine signifikante Schädigung des Gefüges in diesem Bereich des Temperatur- und Lastregimes auftritt.

In der zweiten Phase ist eine signifikante Schädigung aus den Ergebnissen der SEA und den US-Messungen zu erkennen. Die kumulierten SE-Aktivitäten zeigen bis zur maximalen Temperatur von 500 °C einen deutlichen Zuwachs. Gleiches gilt für die kumulierten Energien und die Zunahme der US-Laufzeit, was auf die vermehrte Ausbildung von Rissen zurückzuführen ist. In der Gesamtbetrachtung über das Temperatur- und Lastregime findet in dieser Phase neben der letzten Phase die größte Schädigung des Probekörpers statt.

Das Abklingen des örtlichen Temperaturgradienten über den Probekörperquerschnitt in Phase 3 führt ebenfalls zum Abklingen der kumulierten SE-Aktivitäten sowie der kumulierten SE-Energien. Die US-Laufzeit verändert sich nahezu nicht. Es ist daher davon auszugehen, dass im Vergleich zu der vorangegangenen Phase 2 keine signifikante Schädigung in dieser Phase auftritt.

Infolge der Entlastung in Phase 4 sind zwar bei sehr geringen Lasten einige SE-Aktivitäten festzustellen, doch die US-Laufzeit deutet darauf hin, dass es sich im Wesentlichen um Reibung an den Rissufern handelt und zusätzliche Risse eine untergeordnete Rolle spielen.

Die Belastung des Probekörpers in Phase 5 führt bis zum mechanischen Versagen zu einer zunehmenden Ausbildung von Rissen. Aus den gemessenen SE-Aktivitäten wird jedoch ersichtlich, dass diese erst dann verstärkt auftreten, wenn die Belastung in Höhe des Belastungsgrads während der instationären Erwärmung erreicht ist. Kurz vor dem Bruch werden dann allerdings nahezu keine zusätzlichen Ereignisse mehr registriert. Zurückzuführen ist dies auf die zunehmende Schädigung des Betons und die damit verbundenen hohe Anzahl an Ereignissen. Diese können nicht mehr voneinander getrennt werden und damit auch nicht dargestellt werden. Die Durchführung der US-Messungen war auf Grund der Kürze der Phase 5 nicht möglich.

Die Gesamtbetrachtung des Temperatur- und Lastregimes zeigt, dass in den Phasen 2 und 5 die maßgebende Schädigung des Probekörpers stattfindet und die anderen Phasen dabei von untergeordneter Bedeutung sind. Aus diesem Grund werden im Folgenden die verschiedenen Einflüsse insbesondere der Einfluss der mechanischen Belastung in diesen beiden Phasen ausgewertet.

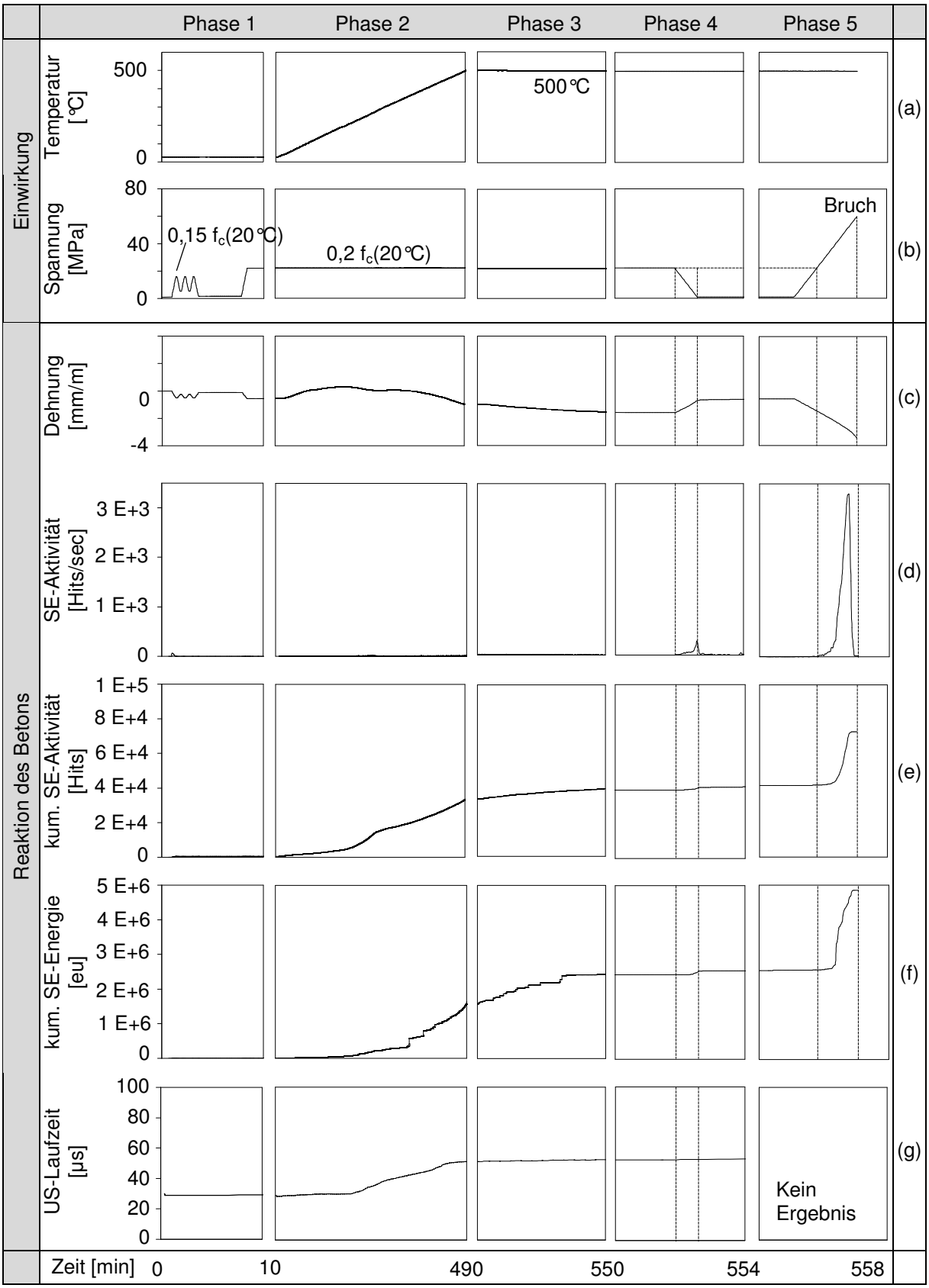


Bild 4.17: Gesamtübersicht der Einwirkungen und Reaktionen des hochfesten Betons mit PP-Fasern bei einem Druckversuch mit einem Belastungsgrad von α = 0,2 und maximaler Temperatur von 500 °C

4.5.1.1 Instationäre Erwärmungsphase (2. Phase)

In der 2. Phase wurden die Probekörper mit dem Belastungsgrad α bis 750 °C erwärmt, sofern sie nicht vorher versagten. Die Ergebnisse werden als Mittelwerte aus mindestens zwei Messungen für den Beton mit PP-Fasern der Serien HU16 und HU17 dargestellt. Bild 4.18 zeigt oben die SE-Aktivitäten mit logarithmischem Maßstab und unten die kumulierten SE-Aktivitäten in Abhängigkeit von der Temperatur. Die Ergebnisse der simultan durchgeführten US-Messungen sind in Bild 4.19 dargestellt.

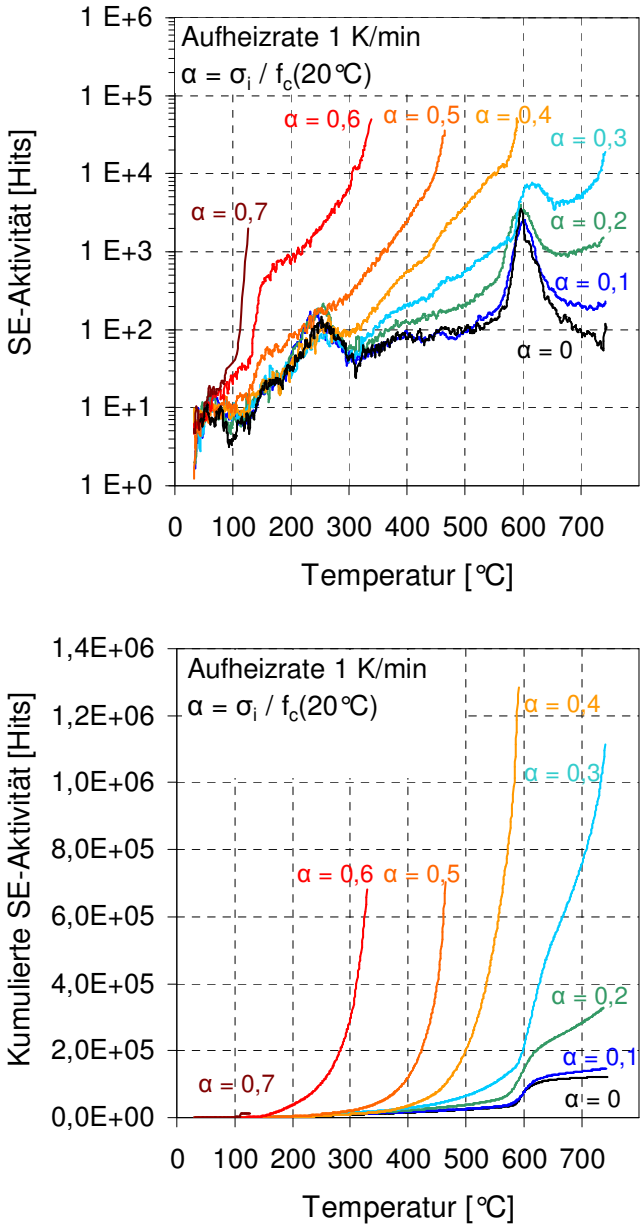


Bild 4.18: SE-Aktivität (oben) und kumulierte SE-Aktivität (unten) des hochfesten Betons mit PP-Fasern in Phase 2 gemäß Bild 4.17 in Abhängigkeit der Temperatur für verschiedene Belastungsgrade α (HU16 und HU17)

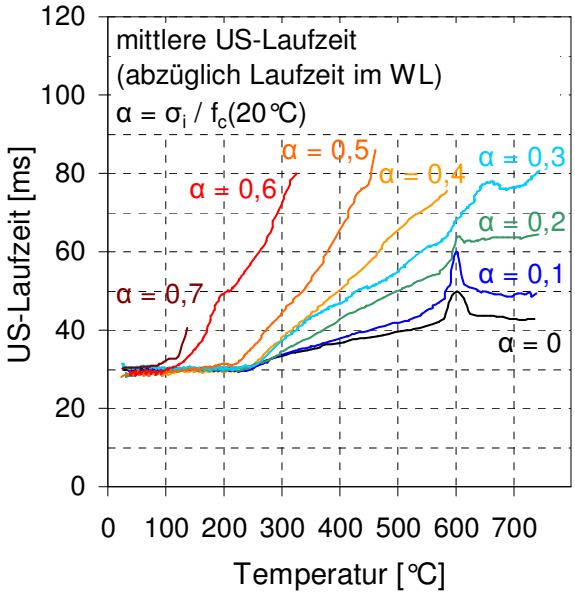


Bild 4.19: US-Laufzeiten im Probekörper des hochfesten Betons mit PP-Fasern in der 2. Phase gemäß Bild 4.17 in Abhängigkeit der Temperatur für verschiedene Belastungsgrade α (HU16 und HU17)

Die Auswertung und Diskussion der Ergebnisse erfolgt zunächst bis zu einer Temperatur von 300 °C und anschließend oberhalb davon.

Bei den US-Messungen sei jedoch schon an dieser Stelle auf die detektierten Wellenformen hingewiesen. Bei direkter Ankopplung der Schallsensoren, d. h. ohne Wellenleiter wurde bei Raumtemperatur im Mittel eine US-Laufzeit von 21,5 µs über den Probekörperquerschnitt gemessen. Dabei ist davon auszugehen, dass die Longitudinalwelle detektiert wird. Bei der Konfiguration mit Wellenleitern werden jedoch bei Raumtemperatur US-Laufzeiten von 30 µs gemessen, was im Vergleich zur direkten Ankopplung der Schallsensoren eine Erhöhung von nahezu 50 % ausmacht. Daher wird angenommen, dass für die Konfiguration mit Wellenleitern nicht die Longitudinalwelle sondern die Oberflächenwelle detektiert wird.

Dennoch können die US-Messungen unabhängig von der Wellenform zur Charakterisierung der Rissbildung herangezogen werden. Denn es kann davon ausgegangen werden, dass jeweils die gleichen Wellenformen gemessen werden und damit die Vergleichbarkeit zwischen den einzelnen Messungen gegeben ist.

4.5.1.1.1 Temperaturbereich bis 300 °C

Für Temperaturen unter 300 °C ist der Einfluss der Feuchtigkeit bzw. des Feuchtetransports und der PP-Fasern von entscheidender Bedeutung. Der Belastungsgrad spielt solange $\alpha \leq 0{,}4$ ist eine untergeordnete Rolle. Aus diesem Grund erfolgten für einen Belastungsgrad von $\alpha = 0$ ergänzende Versuche. Dabei wurden neben den im normalen Klima gelagerten Proben mit PP-Fasern (Serie HU16) auch Probekörper ohne PP-Fasern (Serie HU20) sowie bei 105 °C vorgetrocknete Probekörper (Serie HU14) untersucht. Die Ergebnisse sind in Bild 4.20 für die 2. Phase dargestellt. Eine signifikante SE-Aktivität ist erst oberhalb von 120 °C zu beobachten. Bis 200 °C unterscheiden sich die Ergebnisse weder hinsichtlich der SE-Aktivitäten noch hinsichtlich der US-Laufzeiten.

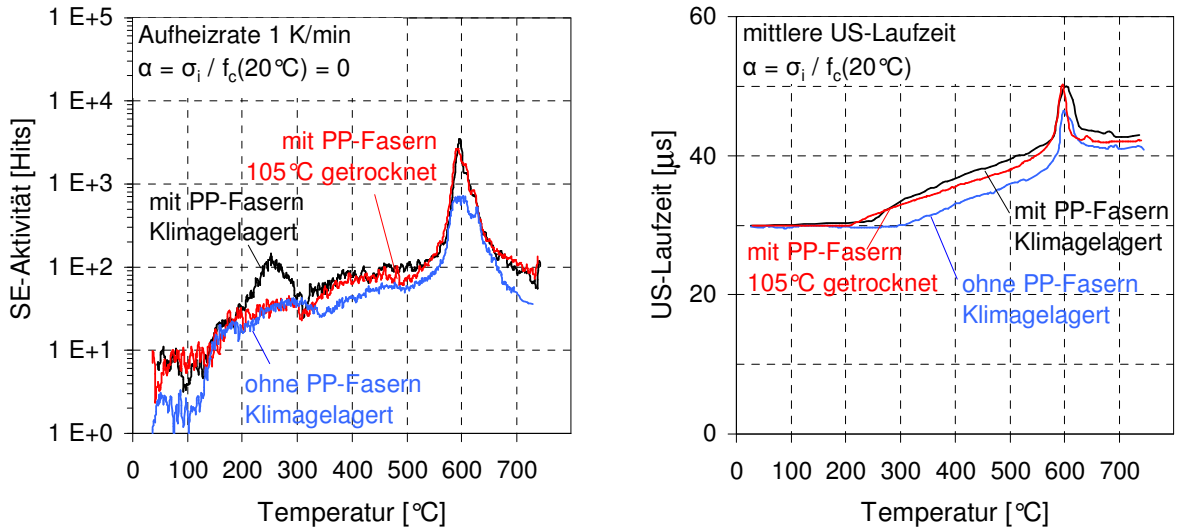


Bild 4.20: SE-Aktivitäten (links) und US-Laufzeiten (rechts) in der 2. Phase gemäß Bild 4.17 von hochfestem Beton mit und ohne PP-Fasern und getrockneten Probekörpern (HU14, HU16, HU20)

Deutliche Unterschiede sind zwischen 200 °C und 300 °C festzustellen. Bei dem klimagelagerten Beton mit PP-Fasern steigt die SE-Aktivität bis 250 °C deutlich an und fällt dann wieder ab. Ein derartiger Peak ist bei den bei 105 °C vorgetrockneten Probekörpern nicht zu beobachten. Sofern der Beton keine PP-Fasern enthält, ist kein Peak erkennbar, sondern lediglich eine leichte Erhöhung zwischen 200 °C und 350 °C. Die US-Laufzeit im Beton mit PP-Fasern ändert sich bereits bei 250 °C signifikant, während ohne Fasern eine Änderung erst bei 300 °C zu erkennen ist.

Die starke Erhöhung der SE-Aktivität des Betons mit PP-Fasern zwischen 200 °C und 300 °C kann prinzipiell folgende Ursachen haben:

1. Mikrorissbildung ausgehend von den Faserhohlräumen
2. Reibung der Wasserdampfströmung

Eine verstärkte Mikrorissbildung kann durch die Fasern, die aus bruchmechanischer Sicht Fehlstellen im Betongefüge darstellen, hervorgerufen werden. Was dabei die treibenden Kräfte sein können, ist nicht eindeutig und es sind mehrere Möglichkeiten denkbar. Z. B. kann es der Expansionsdruck der Fasern beim Schmelzen sein, wobei dies bereits bei 160 °C erfolgt und daher eher unwahrscheinlich ist. Eine weitere Möglichkeit sind Eigenspannungen im Betongefüge oder Wasserdampfdrücke des expandierenden Wassers. Letztendlich kann aber auch die Strömung des Wasserdampfes im Probekörper und die damit verbundene Reibung an den inneren Betonoberflächen Mikrorissbildung hervorrufen. Eindeutig ist zumindest, dass ohne das physikalisch gebundene Wasser, welches infolge einer Vortrocknung bei 105 °C entweicht, der beschriebene Peak in der SE-Aktivität ausbleibt. Sofern es sich also bei dem Peak um Mikrorissbildung handelt, sind als treibende Kräfte Wasserdampfdrücke bzw. der Feuchtetransport anzusehen. Aus den Ergebnissen der US-Messungen kann die Mikrorissbildung allerdings nicht bestätigt werden. Denn es kann mit PP-Fasern erst ab 250 °C und ohne PP-Fasern erst ab 300 °C eine Änderung der US-Laufzeiten beobachtet werden. Wenn also Mikrorissbildung in verstärktem Maße auftritt, kann diese mit den US-Messungen nicht aufgelöst werden.

Reibung des strömenden Wassers bzw. Wasserdampfes an den inneren Betonoberflächen kann ebenfalls eine Ursache für die erhöhte SE-Aktivität zwischen 200 °C und 300 °C sein. Dabei handelt es sich um das physikalisch gebundene und teilweise das in den Gelporen gebundene Wasser. In den Massenverlustmessungen in Kapitel 4.4 konnte gezeigt werden dass dieses bei dem Beton mit PP-Fasern deutlich schneller entweicht als ohne PP-Fasern. Damit ist der Feuchtetransport dieses Wassers schneller und führt zu erhöhter Reibung an den inneren Betonoberflächen. Dies wiederum zeigt sich in dem beobachteten Peak in der SE-Aktivität. Sofern die Probekörper bei 105 °C vorgetrocknet sind, ist das physikalisch gebundene Wasser bereits entwichen, sodass bei der Erwärmung der Peak in der SE-Aktivität ausbleibt. Ohne PP-Fasern erfolgt der Feuchtetransport langsamer, sodass auch die Reibung an den inneren Betonoberflächen und damit die SE-Aktivität in diesem Temperaturbereich geringer ist. Damit jedoch der erhöhte Feuchtetransport möglich ist, müssen zusätzliche Kapillarsysteme geschaffen werden. Dafür gibt es grundsätzlich zwei Möglichkeiten. Zum einen kann Mikrorissbildung wie im vorangegangenen Abschnitt beschrieben dieses zusätzliche Kapillarsystem schaffen. Zum anderen werden aber auch durch das Zersetzen der PP-Fasern ab ca. 200 °C und die damit verbundene Volumenabnahme zusätzliche Porenräume frei, wobei diese zunächst nicht miteinander verbunden sind. Dies könnte wiederum durch Mikrorissbildung erfolgen, sodass die Kombination beider Mechanismen zu der beobachteten SE-Aktivität führen würde.

Der Peak in der SE-Aktivität bei dem Beton mit PP-Fasern kann also nicht eindeutig einem der oben beschriebenen Mechanismen zugewiesen werden. Es ist zwar anzunehmen, dass der Feuchtetransport und die damit verbundene Reibung des strömenden Wassers an den inneren Betonoberflächen maßgebend dazu beitragen, doch von dem gegenwärtigen Stand aus können die Mechanismen nicht eindeutig voneinander getrennt werden.

Eine Erhöhung der US-Laufzeit findet bei dem bei 105 °C vorgetrockneten Probekörper mit PP-Fasern ab 200 °C statt. Dies lässt die Schlussfolgerung zu, dass unterhalb dieser Temperatur die Risse in diesem Beton mit der Konfiguration des Verfahrens nicht aufgelöst werden können. Die US-Laufzeit des klimagelagerten Betons mit PP-Fasern erhöht sich ab ungefähr 250 °C, während ohne PP-Fasern erst ab 300 °C eine Erhöhung beobachtet wird. Bei diesen Temperaturen entspricht der Massenverlust der Betone jeweils der Höhe des physikalisch gebundenen Wassers. Daher wird angenommen, dass das im Probekörper vorhandene physikalisch gebundene Wasser die Mikrorisse ausfüllt und damit die Übertragung der akustischen Wellen ermöglicht.

Weiterhin wurden ergänzende Versuche des Betons mit PP-Fasern der Serie HU17 durchgeführt, in denen die Aufheizrate von 1 K/min auf 0,2 K/min reduziert wurde. Auf diese Weise sollte bestätigt werden, dass die erhöhte SE-Aktivität direkt mit der Strömung zusammenhängt. Dazu muss sich bei einer Verringerung der Aufheizrate der Bereich mit stark erhöhter Schallemission um etwa die gleichen Temperaturen verschieben, wie beim Massenverlust (siehe Kapitel 4.4). Diese Verschiebung kann aus den Ergebnissen der SE-Messungen in Bild 4.21 aufgezeigt werden. Der Beginn des Bereichs mit erhöhter SE-Aktivität verschiebt sich nämlich von 200 °C nach 185 °C und der Peak von 250 °C nach 215 °C, was in etwa der Verschiebung der Kurve des Massenverlusts entspricht. Dies wiederum bestätigt, dass die erhöhte Schallemission in dem genannten Temperaturbereich direkt mit der Strömung zusammenhängt. Es ist daher anzunehmen, dass die Reibung der Wasserdampfströmung an den inneren Betonoberflächen zur gemessenen Schallemission beiträgt. Offen bleibt jedoch in wie weit und in welchen Maß Rissbildung eine weitere Ursache für die gemessene Schallemission ist.

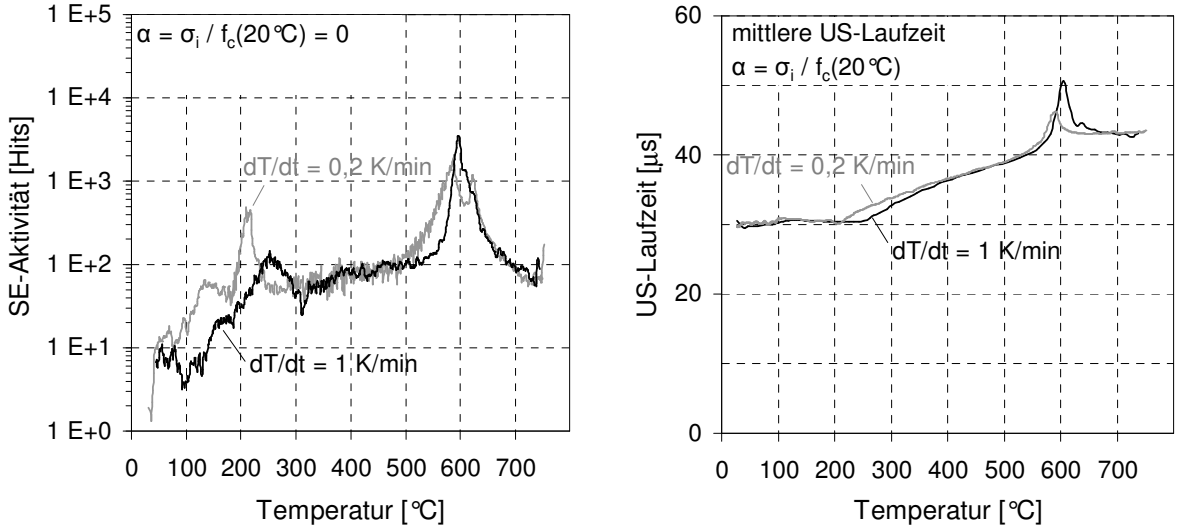


Bild 4.21: SE-Aktivitäten (links) und US-Laufzeiten (rechts) in der 2. Phase gemäß Bild 4.17 von hochfestem Beton mit PP-Fasern bei zwei verschiedenen Aufheizraten (HU16 und HU17)

4.5.1.1.2 Temperaturbereich oberhalb von 300 °C

Für einen Belastungsgrad α = 0 nimmt die SE-Aktivität bei dem Beton mit PP-Fasern oberhalb von 250 °C zunächst ab, steigt dann jedoch ab 300 °C wieder an. Mit weiter zunehmender Temperatur führen die Umwandlungs- und Zersetzungsreaktionen des Zementsteins sowie die unterschiedliche Ausdehnung der Betonkomponenten zu Rissen im Betongefüge. Diese bewirken die beobachtete SE bei steigender Temperatur. Bei Temperaturen um 600 °C führen der Quarzsprung der Gesteinskörnung und die damit verbundene zunehmende thermische Dehnung zu Rissbildung. Weiterhin findet aber auch Reibung an den bereits vorhandenen Rissufern statt. Beide Vorgänge werden in der gemessenen SE-Aktivität erfasst. Die US-Messungen hingegen erfassen lediglich die Rissbildung. Oberhalb von 600 °C nimmt die SE-Aktivität bei einem Belastungsgrad α = 0 kontinuierlich ab, u. a. infolge der starken Gefügeschädigung und der damit verbundenen Dämpfung der akustischen Wellen im Probekörper. Die Ursache der SE-Aktivität oberhalb von 600 °C ist im Wesentlichen die Folge der Reibung bereits vorhandener Rissufer, denn die US-Laufzeit bleibt nahezu konstant und auch die thermische Dehnung zeigt keine deutlichen Veränderungen. Allerdings wurde bei einer Aufheizrate von 0,2 K/min bei 620 °C ein Peak in der SE-Aktivität festgestellt (siehe Bild 4.21). Es ist anzunehmen, dass dieser auf die Zersetzung der CSH Phasen und Bildung von β-C_2S zurückzuführen ist, die in genau diesem Temperaturbereich stattfindet. Da bei der Aufheizrate von 1 K/min infolge des höheren Temperaturgradienten über den Probekörperquerschnitt die Auflösung zu ungenau war, konnte dies dort nicht beobachtet werden.

Der Einfluss der mechanischen Belastung während der Erwärmung ist für Belastungsgrade α ≤ 0,4 erst oberhalb von 250 °C erkennbar. Dabei nehmen sowohl die SE-Aktivität als auch die US-Laufzeit mit zunehmendem Belastungsgrad zu, was auf eine fortschreitende Schädigung des Betons hindeutet. Die Art der Schädigung wird in den Kapiteln 4.5.2 bis 4.5.4 mit zerstörenden Prüfverfahren aufgezeigt. Die Orientierung kann jedoch mit der SEA nicht erfasst werden. Auch die US-Messungen geben keine Information darüber, da die Durchschallung nur in einer Richtung stattfindet.

Bei einem Belastungsgrad von α = 0,4 ist die Schädigung des Betons kurz vor 600 °C so weit fortgeschritten, dass es zum frühzeitigen Versagen der Probekörper kommt. Sofern der Belastungsgrad noch weiter erhöht wird, nimmt auch die Schädigung zu und damit die Versagenstemperatur ab. Der deutliche Anstieg in der Schallemission zwischen 120 °C und 150 °C bei einem Belastungsgrad α = 0,6 ist auf den starken Festigkeitsabfall in diesem Temperaturbereich zurückzuführen. Dadurch steigt die relative Belastung und es treten größere plastische Verformungen auf, die mit erhöhter Rissbildung verbunden sind. Bei einer weiteren Erhöhung des Belastungsgrades auf α = 0,7 führt dies zum Versagen der Probekörper in diesem Temperaturbereich.

4.5.1.1.3 Einfluss der PP-Fasern

Unterhalb von 300 °C wurde der Einfluss der PP-Fasern auf die SE-Aktivität sowie die US-Laufzeit bei den unbelastet erwärmten Probekörpern bereits diskutiert. Da unterhalb von 300 °C der Einfluss der mechanischen Belastung von untergeordneter Bedeutung ist, wird im Folgenden lediglich auf den Bereich oberhalb von 300 °C eingegangen.

Sofern der Belastungsgrad α = 0,2 und höher war, versagten die Probekörper ohne PP-Fasern bereits bei 325 °C, sodass sich die Auswertung im Wesentlichen auf den Belastungsgrad α = 0 und α = 0,1 beschränkt.

Die Ergebnisse der gemessenen SE-Aktivitäten sowie der US-Laufzeiten sind für einen Belastungsgrad α = 0,1 für den hochfesten Beton ohne PP-Fasern (Serien HU20 und HU21) im Vergleich zum hochfesten Beton mit PP-Fasern (Serie HU16) in Bild 4.22 dargestellt. Bei der SE-Aktivität sind keine signifikanten Unterschiede festzustellen. Lediglich im Bereich des Quarzsprungs (573 °C) sind ohne PP-Fasern etwas geringere SE-Aktivitäten zu beobachten als mit PP-Fasern.

Dies wird mit einer geringeren Rissbildung erklärt. Da die Faserhohlräume im Beton insbesondere an den Enden Sollbruchstellen darstellen, wird angenommen, dass mit PP-Fasern mehr Risse durch die stark ansteigende thermische Dehnung der Gesteinskörnung im Betongefüge induziert werden als ohne PP-Fasern. Aus diesem Grund steigt auch die SE-Aktivität in diesem Bereich mit PP-Fasern stärker als ohne PP-Fasern.

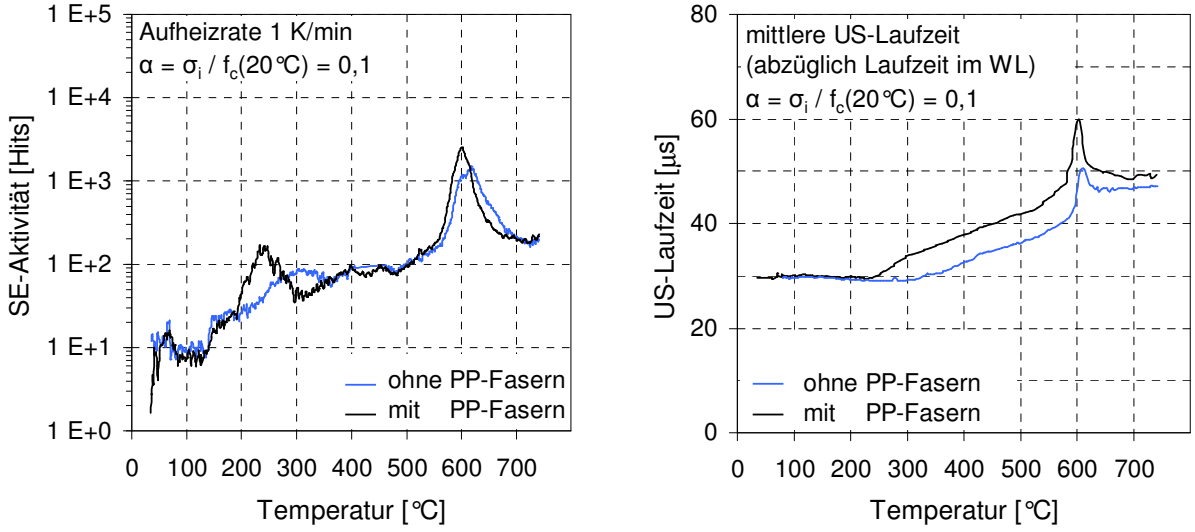


Bild 4.22: Vergleich der SE-Aktivitäten (links) und US-Laufzeiten (rechts) der hochfesten Beton mit PP-Fasern (HU16) und ohne PP-Fasern (HU20, HU24) in der 2. Phase gemäß Bild 4.17

Die US-Laufzeiten zeigen ohne PP-Fasern qualitativ gleiche Verläufe wie mit PP-Fasern, wobei diese allerdings oberhalb von 250 °C geringer sind, was somit auf einen geringeren Schädigungsfortschritt hindeutet.

4.5.1.1.4 Einfluss der Vortrocknung

Aus den vorangegangenen SE- und US-Messungen konnte eine signifikante Schädigung des hochfesten Betons mit PP-Fasern ab 250 °C durch Rissbildung abgeleitet werden. Zur Bestätigung wurden ergänzende Versuche des hochfesten Betons mit PP-Fasern mit thermisch vorbeanspruchten Probekörpern (Serie HU16) durchgeführt. Die thermische Vorbeanspruchung erfolgte dabei ohne mechanische Belastung gemäß dem Temperaturregime für die instationären Kriechversuche (siehe Kapitel 2.1.2 - Bild 2.3), wobei nach Erreichen der Zieltemperatur und einer Haltezeit von 60 Minuten die Probekörper mit 0,5 K/min abgekühlt wurden. Die erneute thermische Beanspruchung erfolgte zusätzlich unter mechanischer Belastung. Die Ergebnisse der Messungen sind in Bild 4.23 dargestellt.

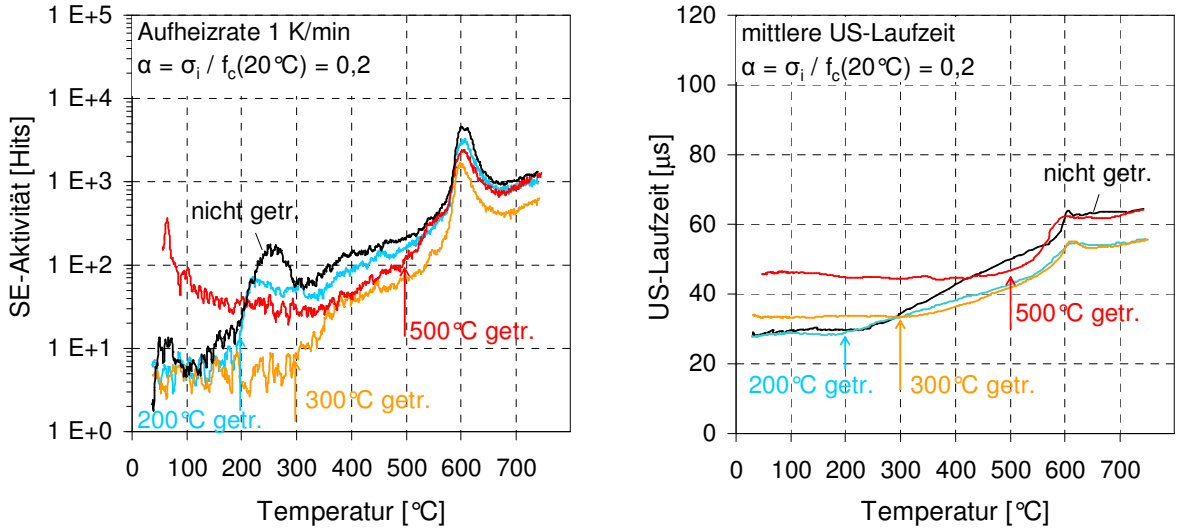


Bild 4.23: SE-Aktivitäten (links) und US-Laufzeiten (rechts) in der 2. Phase gemäß Bild 4.17 von hochfestem Beton mit PP-Fasern (HU16) für verschiedene thermische Vorbeanspruchungen

Sofern die Probekörper bis 200 °C bzw. 300 °C beansprucht wurden, trat eine signifikante SE-Aktivität bei erneuter thermischer Beanspruchung und zusätzlicher mechanischer Belastung erst bei Erreichen der Vorbeanspruchungstemperatur auf. Eine thermische Beanspruchung bis auf 500 °C führte dagegen bei erneuter thermischer und zusätzlich mechanischer Beanspruchung bereits zu Beginn zu starker SE-Aktivität. Allerdings blieben die US-Laufzeiten bis zum Erreichen der Temperatur in Höhe der Vorbeanspruchung nahezu konstant. Daher ist davon auszugehen, dass die starke SE-Aktivität im Wesentlichen auf Reibungsvorgänge an Rissufern bereits vorhandener Risse zurückzuführen ist und nicht auf eine weitere Schädigung. Der bei 300 °C vorbeanspruchten Probekörper zeigte zwar bei erneuter thermischer und zusätzlich mechanischer Beanspruchung keine signifikante Schallemission, doch die US-Laufzeit war bereits zu Beginn höher als im Ausgangszustand. Demgegenüber wurde bei dem bei 200 °C vorgetrockneten Probekörper die gleiche US-Laufzeit wie im Ausgangszustand gemessen. Dies bestätigt, dass Rissbildung, soweit sie mit diesem Verfahren aufgelöst werden kann, bis zu Temperaturen zwischen 200 °C und 300 °C eine untergeordnete Rolle spielt. Bei weiter ansteigenden Temperaturen gewinnt sie dann zunehmend an Bedeutung.

4.5.1.2 Bruchversuch (5. Phase)

In der fünften Phase gemäß Bild 4.17 wird der Probekörper bei der Temperatur T_{max} bis zum mechanischen Versagen belastet. Die Darstellung der Ergebnisse erfolgt in Bild 4.24 exemplarisch für eine Temperatur von 500 °C und verschiedene Belastungsgrade α. Dabei werden die SE-Aktivitäten auf die Dehnung des Probekörpers bezogen.

Wenn die Anzahl der Schallereignisse je Zeiteinheit zu hoch werden, können diese nicht mehr voneinander getrennt werden. In der Messung zeigt sich dies dann durch eine Abnahme in den SE-Aktivitäten, die auf Grund der zunehmenden Ereignisse kurz vor dem Versagen ganz abfällt. Zur Kennzeichnung der realen SE-Aktivitäten werden die Kurven in Bild 4.24 bis zum Beginn der Abnahme durchgezogen und nachfolgend gestrichelt dargestellt.

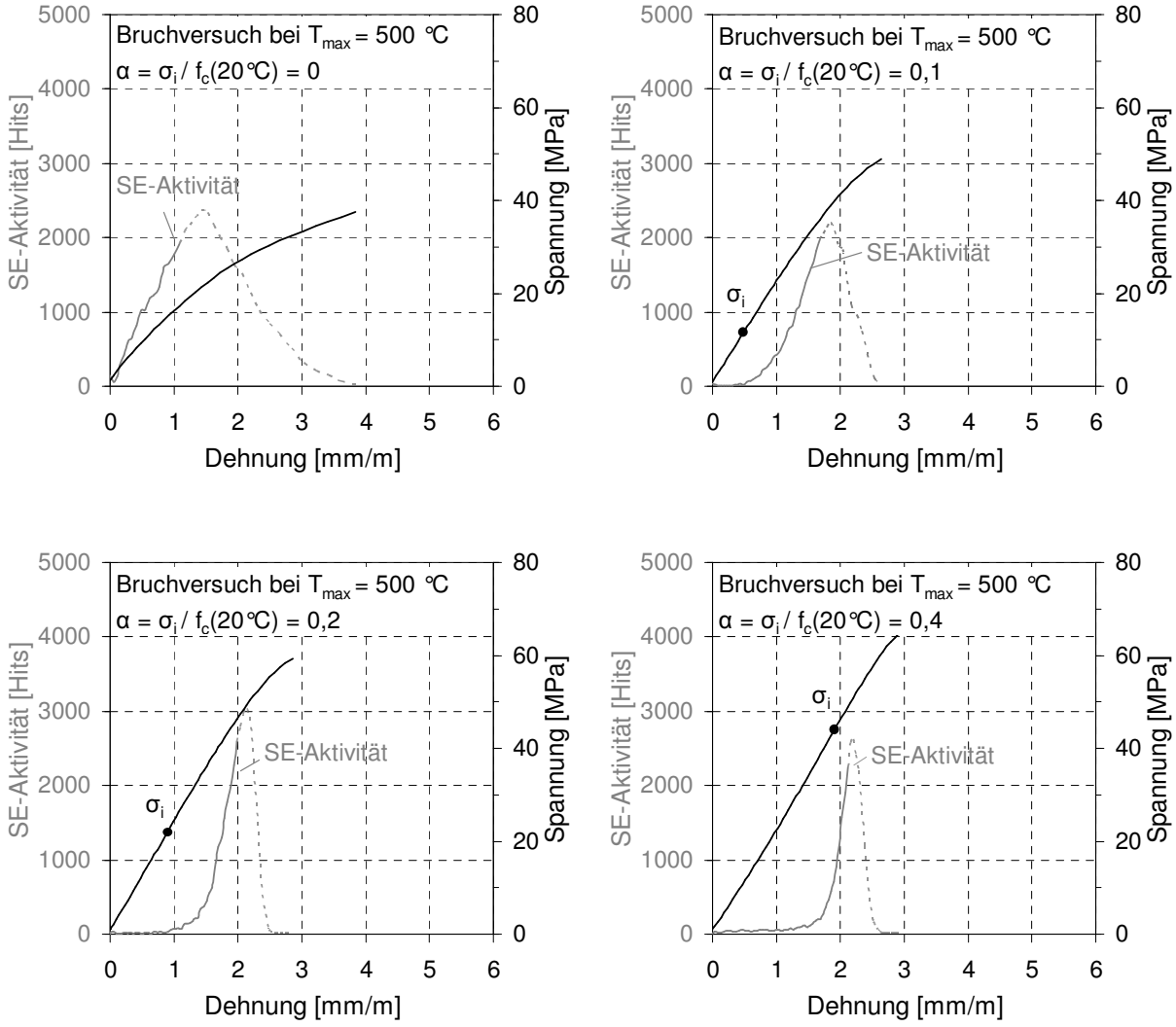


Bild 4.24: SE-Aktivität der hochfesten Betone mit PP-Fasern in Abhängigkeit der Dehnung im Bruchversuch (Phase 5 gemäß Bild 4.17) bei 500 °C für verschiedene Belastungsgrade

Das Einsetzen der Schallemission wird durch die Belastungsgeschichte während der instationären Erwärmung in der 2. Phase gemäß Bild 4.17 bestimmt. Bei den mechanisch unbelastet erwärmten Probekörpern tritt diese bereits zu Beginn der Belastung verstärkt auf.

Sofern der Belastungsgrad α in der 2. Phase größer Null ist, setzt die SE-Aktivität jedoch erst oberhalb der Last in Höhe des Belastungsgrades α ein.

Die Ausrichtung der Risse während der Erwärmung in der 2. Phase spielt dabei eine entscheidende Rolle. In den beiden Kapiteln 4.5.2 und 4.5.3 wurde gezeigt, dass die mechanische Belastung in dieser Phase eine Ausrichtung der Risse vorzugsweise in Richtung der Belastung bewirkt und die Rissbildung quer dazu verringert.

Die vorhandenen Risse im Probekörper werden als potentielle Scherflächen verstanden, sofern sie sowohl einen geometrischen Anteil in Richtung der Belastung als auch quer dazu haben. Bei mechanischer Belastung der Probekörper werden diese Scherflächen dann auf Schub beansprucht. Da kein vollständiger Verbund mehr vorhanden ist, entsteht dort Reibung, welche Schallemission bewirkt. Zusätzlich werden ausgehend von den Rissenden bereits vorhandener Risse neue Risse initiiert.

Bei den mechanisch unbelastet erwärmten Probekörpern sind die Risse in alle Richtungen gleichmäßig orientiert, sodass die oben beschriebenen Vorgänge ablaufen und bereits zu Beginn der erneuten Belastung signifikante SE-Aktivität beobachtet wird. Da die Risse bei den mechanisch belastet erwärmten Probekörpern vorwiegend in Richtung der Belastung orientiert sind, liegen zahlenmäßig deutlich weniger potentielle Scherflächen vor. Dadurch wird sowohl die Reibung als auch die Initiierung neuer Risse minimiert, solange die Belastung unterhalb von α liegt. Wenn die Belastung jedoch die Höhe der Vorbelastung übersteigt, treten neue Risse auf, die wiederum Schallemission hervorrufen.

Dieses Phänomen ist der bekannte Kaiser-Effekt, der jedoch für die kombinierte thermische und mechanische Beanspruchung von Beton im Rahmen dieser Arbeit erstmalig gezeigt wurde.

Eine Ausnahme stellt jedoch der Belastungsgrad α = 0,4 dar, bei dem die SE-Aktivität bereits bei einer Last unterhalb des Belastungsgrades α einsetzt. Dies wird auf die starke Schädigung infolge des hohen Belastungsgrads in der 2. Phase zurückgeführt. Denn in den Porenstrukturuntersuchungen in Kapitel 4.5.4 wurde gezeigt, dass zwar bei einem Belastungsgrad α = 0,2 das Porenvolumen gegenüber α = 0 reduziert, doch bei α = 0,4 insbesondere das Volumen derjenigen Poren mit Durchmessern größer als 100 nm vergrößert wird. Somit ist in der 5. Phase eine stärkere Vorschädigung vorhanden. Weiterhin wurde beobachtet, dass bei α = 0,4 im Gegensatz zu geringeren Belastungsgraden auch in der Entlastung in Phase 4 verstärkt Schallemission auftritt. Daher wird davon ausgegangen, dass es sich bei dem Einsetzen des Schallemission unterhalb der Belastung in Höhe von α = 0,4 um weitere Rissinitiierung sowie in geringem Maße um Reibungsvorgänge an bestehenden Rissufern handelt.

4.5.2 US-Messungen nach der thermischen Beanspruchung im abgekühlten Zustand

Während der instationären Temperaturbeanspruchung konnte die US-Laufzeit in axialer Richtung des Probekörpers nicht gemessen werden. Um dennoch eine Aussage über das Verhältnis der US-Geschwindigkeit in radialer und axialer Richtung zu erhalten, wurden diese Messungen nach der Beanspruchung der Probekörper des hochfesten Betons mit PP-Fasern (Serien HU16 und HU17) im abgekühlten Zustand durchgeführt. Die Beanspruchung erfolgte gemäß dem Prüfregime der Spannungs-Dehnungs-Linien (siehe Kapitel 2.1.2 - Bild 2.3), wobei nach der Haltezeit von 60 Minuten kein Bruchversuch gefahren, sondern die Probekörper mit einer Rate von 0,5 K/min auf Raumtemperatur abgekühlt wurden. Zur Minimierung zusätzlicher Risse vor allem quer zur Beanspruchungsrichtung wurde die Last auch in der Abkühlphase konstant gehalten. Im

Anschluss erfolgten die US-Messungen mit dem gleichen System wie in Kapitel 4.1.7 beschrieben, jedoch mit direkter Ankopplung der Sensoren an die Probekörperoberfläche. Die Ergebnisse der Veränderungen in den US-Geschwindigkeiten sind in

Tabelle 4.3 zusammengefasst und in Bild 4.25 graphisch ausgewertet. Dabei stellt die US-Geschwindigkeit in radialer Richtung den Mittelwert aus den US-Geschwindigkeiten jeweils in den Drittelspunkten über die Höhe des Probekörpers dar.

Tabelle 4.3: Veränderung der US-Geschwindigkeiten von hochfestem Beton mit PP-Fasern (HU16 und HU17) vor und nach thermischer und mechanischer Beanspruchung

Belastungsgrad α	Temperatur [°C]	Verhältnis der US-Geschwindigkeit		
		nachher / vorher		nachher
		radial	axial	radial / axial
0	200	0,96	0,97	0,99
	300	0,82	0,82	1,00
	500	0,62	0,60	1,02
	600	0,42	0,40	1,06
	750	0,35	0,34	1,01
0,2	200	0,95	0,95	1,00
	300	0,75	0,90	0,83
	500	0,48	0,79	0,60
0,4	500	0,32	0,89	0,37

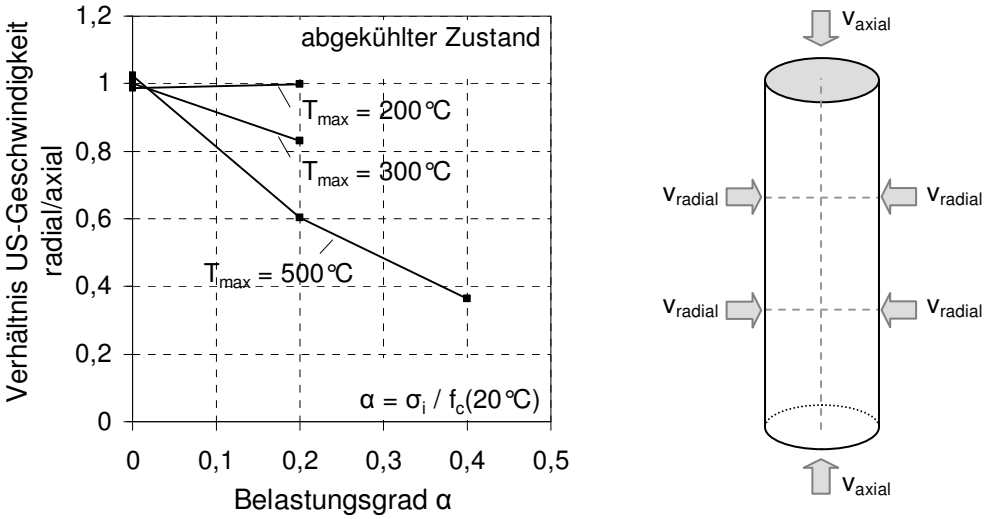


Bild 4.25: Verhältnis der US-Laufzeit in radialer und axialer Richtung im abgekühlten Zustand

Sofern der Belastungsgrad α = 0 ist, nimmt die US-Geschwindigkeit zwar infolge der thermischen Beanspruchung ab, doch bleibt sie in radialer und axialer Richtung nahezu identisch, was auf eine gleichmäßig verteilte Schädigung hindeutet. Mit zunehmendem Belastungsgrad α verringert sich jedoch das Verhältnis der US-Geschwindigkeit in radialer und axialer Richtung, allerdings erst ab Temperaturen oberhalb von 200 °C. Demnach ist die Schädigung bzw. Rissbildung richtungsabhängig. In Kapitel 4.5.3 wurde gezeigt, dass die mechanische Belastung in der Erwärmungsphase zu einer verstärkten Ausbildung von Längsrissen und einer Reduzierung der Rissbildung quer dazu führt. Aus diesem Grund

wurde bei den belastet erwärmten Probekörpern eine geringere US-Geschwindigkeit in radialer Richtung als in axialer Richtung gemessen.

Bis 200 °C können unabhängig von der hier gewählten mechanischen Belastung keine signifikanten Änderungen der US-Geschwindigkeit beobachtet werden. Dies lässt die Schlussfolgerungen zu, dass die Auflösung des Verfahrens nicht ausreicht um sehr kleine Gefügeveränderungen in diesem Temperaturbereich aufzulösen. Es bedeutet jedoch auch, dass vorhandene Risse, die unterhalb von 200 °C auftreten, sehr klein sein müssen.

4.5.3 Mikroskopische Untersuchungen

Nach der Beanspruchung der Probekörper, sowohl in den instationären Kriechversuchen als auch bei den Druckversuchen bei stationären Temperaturen, zeigte sich mit zunehmendem Belastungsgrad α an der Probekörperoberfläche eine stärkere Orientierung der Risse in axialer Richtung. Für die graphische Auswertung dieser Beobachtungen wurden aus den Probekörpern mit PP-Fasern (Serie HU17) aus Kapitel 4.5.2 mit maximaler Temperaturbeanspruchung von 500 °C und verschiedenen Belastungsgraden α Anschliffe angefertigt. Diese wurden mit Petroleum als Kühlmittel aus dem mittleren Teil des Probekörpers entsprechend Bild 4.26 herausgesägt. Nach der Trocknung erfolgte die Einbettung in fluoreszierendes Harz und anschließend das Anschleifen. Die mikroskopischen Aufnahmen sind in Bild 4.27 für jeweils einen repräsentativen Teilbereich dargestellt.

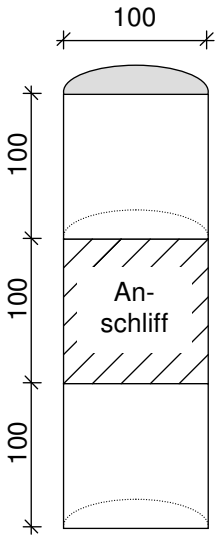


Bild 4.26: Lage der Anschliffe im Probekörper

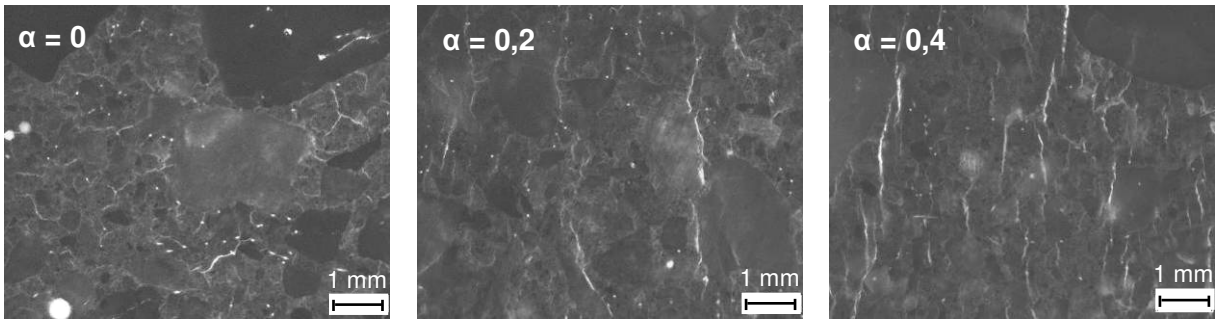


Bild 4.27: Mikroskopischen Aufnahmen von hochfestem Beton mit PP-Fasern (HU17) nach Erwärmung bis 500 °C und anschließender Abkühlung für verschiedene Belastungsgrade α

Sofern die Probekörper während der thermischen Beanspruchung unbelastet waren, sind die Risse mehr oder weniger in alle Richtungen gleichmäßig ausgerichtet. Mit zunehmendem Belastungsgrad α zeigt sich jedoch eine deutliche Orientierung der Risse in Richtung der äußeren mechanischen Belastung, sowie die Ausbildung von Einzelrissen mit größeren Rissbreiten. Weiterhin treten gleichzeitig weniger Risse quer zur Belastungsrichtung auf. Die mechanische Belastung führt also zu einer signifikanten Veränderung der Rissstruktur während der instationären Temperaturbeanspruchung.

Oberhalb von 300 °C wurden insbesondere bei den US-Messungen (siehe Kapitel 4.5.1.1.3) Unterschiede zwischen dem hochfesten Beton mit und ohne PP-Fasern festgestellt. Zur näheren Charakterisierung dieser Unterschiede erfolgten mikroskopische Untersuchungen exemplarisch bei einer Temperatur von 600 °C. Dazu wurden die Probekörper ohne mechanische Belastung bis 600 °C erwärmt und nach der Abkühlung Anschliffe hergestellt. Die mikroskopischen Aufnahmen sind jeweils für einen repräsentativen Ausschnitt in Bild 4.28 dargestellt.

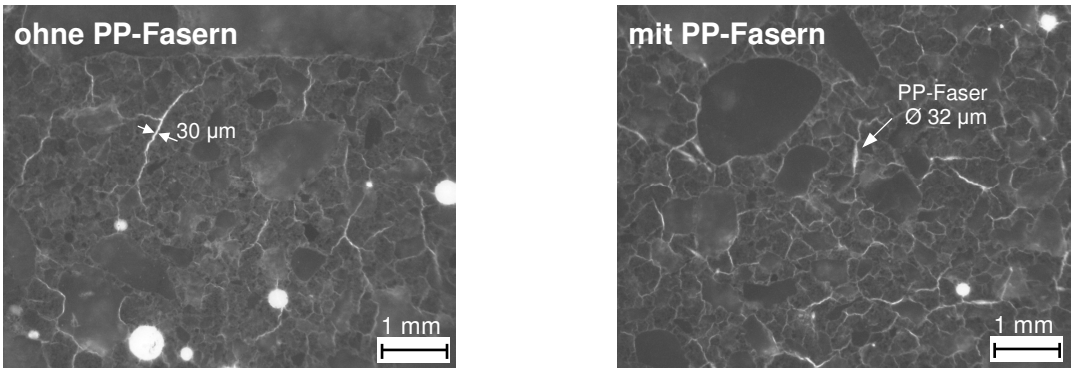


Bild 4.28: Mikroskopische Aufnahmen von hochfestem Beton ohne PP-Fasern (links) und mit PP-Fasern (rechts) nach Erwärmung bis 600 °C und anschließender Abkühlung

Die beobachtete Rissbildung wird maßgebend durch die unterschiedliche thermische Ausdehnung zwischen der Zementsteinmatrix und der Gesteinskörnung sowie den damit verbundenen Spannungen hervorgerufen. Ohne PP-Fasern werden tendenziell weniger Risse als mit PP-Fasern beobachtet, die jedoch größere Rissweiten aufweisen. Mit PP-Fasern verteilen sich die Risse im Beton gleichmäßiger. Sie sind jedoch größer in ihrer Anzahl und weisen geringere Rissweiten auf. Weiterhin wird festgestellt, dass die Risse von den Faserholräumen ausgehen.

Durch die mikroskopischen Betrachtungen wird die bereits in den US-Messungen indirekt festgestellte höhere Schädigung bei dem hochfesten Beton mit PP-Fasern gegenüber dem hochfesten Beton ohne PP-Fasern bestätigt.

4.5.4 Strukturuntersuchungen mittels Quecksilberdruckporosimetrie

Die Gefügeveränderungen des Betons infolge thermischer und mechanischer Einwirkung finden sowohl in der Zementsteinmatrix als auch in der Verbundzone zur Gesteinskörnung statt. Zur Bewertung wird im Folgenden die Quecksilberdruckporosimetrie eingesetzt. Die Untersuchungen fanden an den hochfesten Beton mit PP-Fasern (Serien HU13, HU16, HU17) statt.

Zunächst wurden die Probekörper gemäß dem Prüfregime der Spannungs-Dehnungs-Linien (siehe Kapitel 2.1.2 - Bild 2.3) beansprucht, wobei nach der Haltezeit von 60 Minuten kein

Bruchversuch gefahren, sondern die Probekörper mit einer Rate von 0,5 K/min auf Raumtemperatur mit konstanter Belastung abgekühlt wurden. Die Beanspruchung bei 105 °C erfolgte in einem Trockenschrank bis zur Massekonstanz. Nach der Beanspruchung wurden aus der Mitte der Probekörper Prismen von 8 x 8 x 16 mm^3 mit Petroleum als Kühlmittel herausgesägt, und anschließend bei 60 °C getrocknet. Die Referenzproben wurden dagegen im Wasser geschnitten und bei 40 °C im Vakuum getrocknet.

Für die Quecksilberdruckporositätsmessungen kamen zwei Geräte zum Einsatz, die in verschiedenen Druckbereichen arbeiten: ein Hochdruckporosimeter „Pascal 440“ mit einem Druckbereich von 1 bis 4.000 bar und ein Niederdruckporosimeter „Pascal 140“ mit einem Druckbereich von 0,0001 bis 4 bar. Bei der Berechnung des Porendurchmessers wurde Gleichung (2.1) verwendet und ein Kontaktwinkel von 140° zugrunde gelegt.

Die Ergebnisse werden als Mittelwerte von jeweils mindestens zwei Messungen dargestellt. Sie werden zunächst für verschiedene Temperaturen und einen Belastungsgrad α = 0 ausgewertet. Die Darstellung erfolgt in Bild 4.29 als kumulatives Porenvolumen und in Bild 4.30 als differentielles Porenvolumen jeweils in Abhängigkeit des Porendurchmessers.

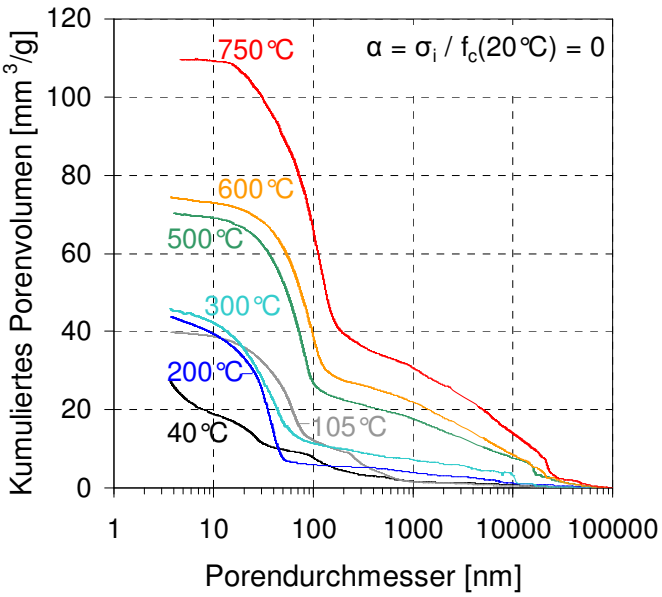


Bild 4.29: Kumulatives Porenvolumen des hochfesten Betons mit PP-Fasern für verschiedene Temperaturen

Als Folge der Trocknung bei 105 °C und der damit verbundenen Entwässerung des physikalisch gebundenen Wassers vergrößert sich das Porenvolumen gegenüber der bei 40 °C getrockneten Probe. Die Veränderungen betreffen Poren mit Durchmessern bis zu 500 nm. Bis 200 °C vergrößert sich das Porenvolumen mit Porendurchmessern zwischen 5.000 und 10.000 nm. Dieses nimmt bei weiterer Temperaturerhöhung zu und verschiebt sich zu größeren Porenradien. Ab 500 °C ist eine deutliche Veränderung der Porenstruktur gegenüber 300 °C festzustellen. Die Vergrößerung des Porenvolumens betrifft sowohl den Porenbereich mit Durchmessern unter 100 nm als auch darüber. Entsprechend den Betrachtungen in Kapitel 2.1.1 ist die Vergrößerung des Porenvolumens mit Poren größer 100 nm im Wesentlichen der Verbundzone zwischen Gesteinskörnung und Matrix zuzuschreiben. Ursache für diese starken Veränderungen sind der Zerfall des Portlandits zwischen 450 °C und 550 °C und die starke unterschiedliche thermischen Ausdehnung der quarzitischen Gesteinskörnung und der Zementsteinmatrix. Zwischen 500 °C und 600 °C

sind trotz der starken Expansion der Gesteinskörnung nur relativ geringe Unterschiede in dem Gesamtporenvolumen sowie den Porengrößenverteilungen zu beobachten. Bei thermischer Beanspruchung bis auf 750 °C verursacht der Zerfall der bis dahin noch stabilen CSH Phasen signifikante Porenvolumenvergrößerungen und eine Verschiebung des häufigsten Porenradius zu größeren Porenradien.

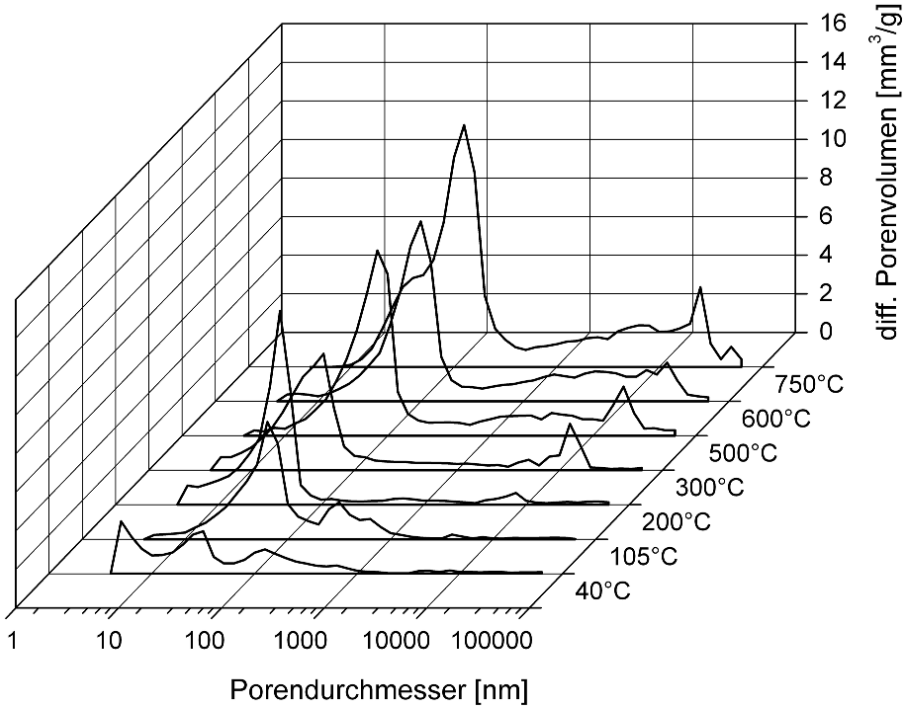


Bild 4.30: Differentielles Porenvolumen des hochfesten Betons mit PP-Fasern in Abhängigkeit vom Porenradius für verschiedene Temperaturen

Im Folgenden wird der Einfluss der mechanischen Belastung während der instationären Temperaturbeanspruchung auf das Porenvolumen aufgezeigt. Die Ergebnisse sind in Bild 4.31 und Bild 4.32 für Temperaturen von 200 °C, 300 °C und 500 °C dargestellt.

Bei maximaler Temperaturbeanspruchung von 200 °C ist kein Unterschied zwischen den belastet und unbelastet erwärmten Probekörpern festzustellen. Das Porenvolumen in dem hier untersuchten Temperatur- und Lastbereich wird demnach nicht durch die mechanische Belastung verändert. Bei weiterer Erhöhung der Maximaltemperatur auf 300 °C ist der Einfluss der mechanischen Belastung dann erkennbar. So wird das Porenvolumen derjenigen Poren mit Durchmessern um 10.000 nm verhindert.

Bei den bis 500 °C beanspruchten Proben kann der Einfluss der mechanischen Belastung noch deutlicher beobachtet werden. Sie führt bei $\alpha = 0{,}2$ zu einer Verringerung des Gesamtporenvolumens gegenüber $\alpha = 0$. Dabei wird sowohl das Volumen der Poren mit einem Durchmesser kleiner als auch größer 100 nm reduziert. Sofern jedoch der Belastungsgrad $\alpha = 0{,}4$ ist, erhöht sich das Gesamtporenvolumen gegenüber $\alpha = 0{,}2$. Das Volumen der Poren mit Durchmessern kleiner als 100 nm bleibt jedoch im Vergleich zu dem Belastungsgrad $\alpha = 0{,}2$ nahezu unbeeinflusst. Dafür treten allerdings verstärkt Poren mit Durchmessern größer als 100 nm auf. Diese sind vor allem den in den mikroskopischen Untersuchungen (siehe Kapitel 4.5.3) beobachteten Rissen zuzuordnen, die eine vorzugsweise Orientierung in Belastungsrichtung aufweisen.

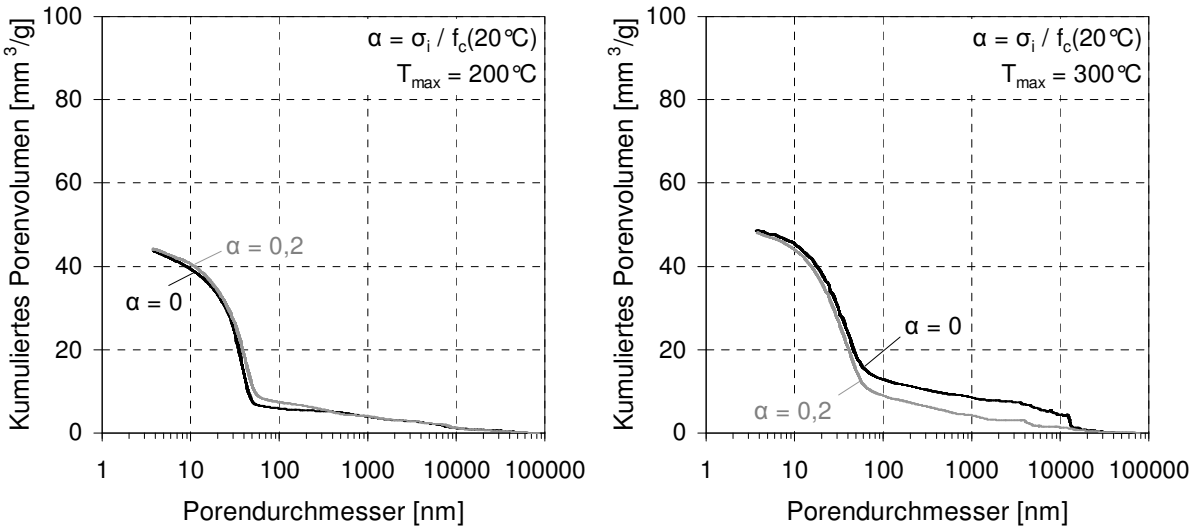


Bild 4.31: Kumuliertes Porenvolumen des hochfesten Betons mit PP-Fasern bei maximaler thermischer Beanspruchung von 200 °C (links) und 300 °C (rechts) für verschiedene Belastungsgrade α

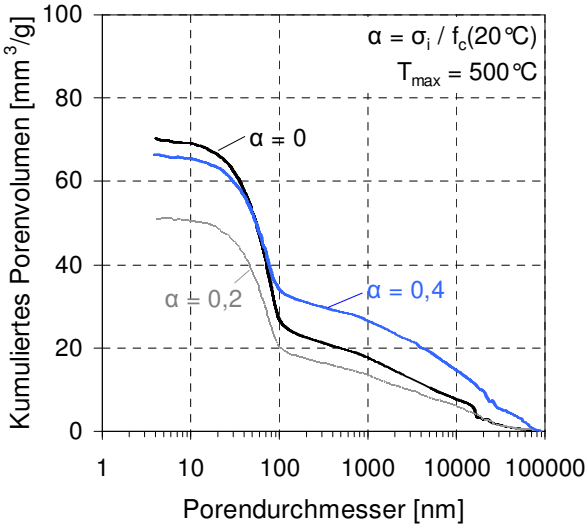


Bild 4.32: Kumuliertes Porenvolumen des hochfesten Betons mit PP-Fasern bei maximaler thermischer Beanspruchung von 500 °C für verschiedene Belastungsgrade α

Aus den Ergebnissen kann somit die Veränderung des Porensystems als Folge einer mechanischen Belastung während der Erwärmungsphase oberhalb von 200 °C aufgezeigt werden. Über die Orientierung von Rissen lässt das Verfahren jedoch keine Aussage zu.

4.6 Thermomechanisches Verhalten

Die Untersuchungen zum thermomechanischen Verhalten der hochfesten Betone wurden in dem thermomechanischen Prüfstand (siehe Kapitel 4.1) durchgeführt. Zum einen wurden die temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungs-Linien bei stationärer Temperatur ermittelt und zum anderen instationäre Kriechversuche durchgeführt. Neben der Ermittlung von temperaturabhängigen Materialkennwertfunktionen standen die Einflüsse der Belastungsgeschichte und der Aufheizrate auf die Spannungs-Dehnungs-Linien sowie der Einfluss der PP-Fasern auf das Verformungsverhalten im Vordergrund.

4.6.1 Spannungs-Dehnungs-Linien, Festigkeit, E-Modul und Bruchdehnung

Die Ergebnisse der Druckversuche sind in Bild 4.33 für verschieden Belastungsgrade α in Form von temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungs-Linien für den hochfesten Beton mit PP-Fasern (Serien HU13, HU14, HU15, HU16) dargestellt. Die Aufheizrate betrug jeweils 1 K/min.

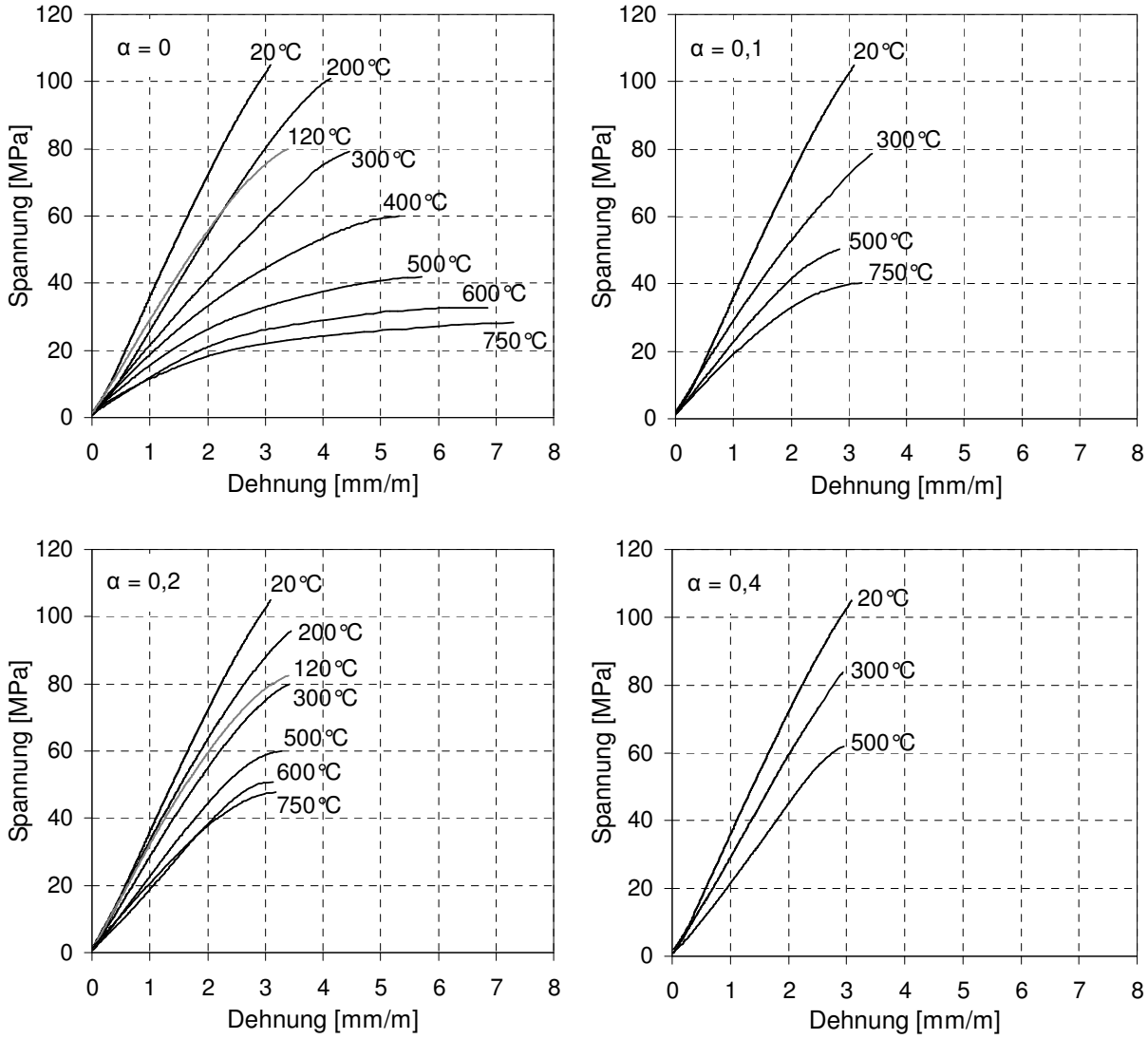


Bild 4.33: Temperaturabhängige Spannungs-Dehnungs-Linien für verschiedene Temperaturen und Belastungsgrade $\alpha = \sigma_i / f_c$ (20 °C) von hochfestem Beton mit PP-Fasern (HU13, HU14, HU15, HU16)

Da die Versuche kraftgeregelt durchgeführt wurden, war es nicht möglich die Verformungen im Nachbruchbereich zu bestimmen. Die Probekörper versagten sobald die Festigkeit erreicht war. Bei geringeren Temperaturen erfolgte dies sehr spröde. Die Duktilität beim Versagen nahm jedoch mit steigender Temperatur zu.

Die Auswertung der Druckversuche erfolgt anhand der charakteristischen Kenngrößen der Spannungs-Dehnungs-Linien (Festigkeit, E-Modul, Bruchdehnung).

4.6.1.1 Festigkeit

Die experimentell ermittelten Festigkeiten in Abhängigkeit des Belastungsgrades α sind in Bild 4.34 dargestellt.

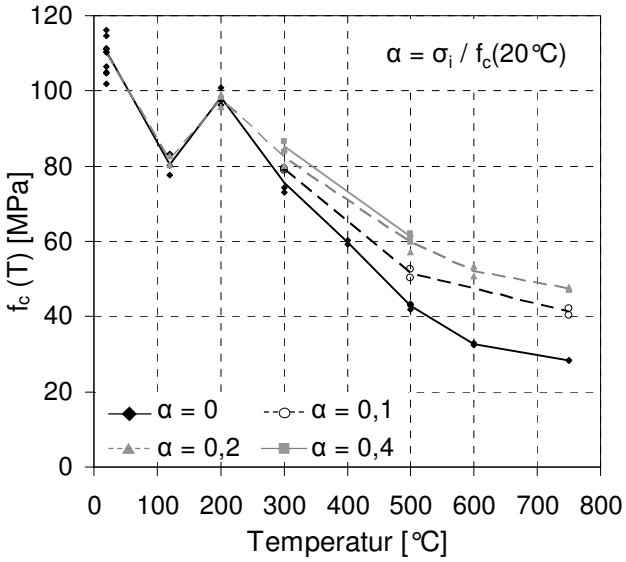


Bild 4.34: Temperaturabhängige Festigkeit für verschiedene Belastungsgrade α von hochfestem Beton mit PP-Fasern (HU13, HU14, HU15, HU16)

Bei der Temperatur von 120 °C fällt die Festigkeit gegenüber dem Ausgangszustand im Mittel um nahezu 25 % ab. Dieser Abfall ist im Wesentlichen auf das behinderte Ausdampfen und die damit verbundenen Umlagerungen des physikalisch gebundenen Wassers zurückzuführen. Durch das dichte Gefüge des hochfesten Betons und die Größe der Probekörper kann das Wasser bei thermischer Beanspruchung nur langsam aus dem Probekörper entweichen. Dies wird durch den gemessenen Massenverlust vor und nach der Beanspruchung bestätigt (siehe Bild 4.35), denn die Gewichtsabnahme beträgt nach der thermischen Beanspruchung bis 120 °C lediglich 0,5 %. Zum Zeitpunkt des Druckversuchs war demnach noch nahezu das gesamte Wasser im Probekörper vorhanden. Sofern dabei von einem gesättigten Zustand ausgegangen wird, betrug der Dampfdruck im Probekörper 0,2 MPa. Dieser reduziert die Kapillarspannung. Außerdem wird die Oberflächenspannung des Wassers zwischen 20 °C und 120 °C gemäß *Vargaflik* [120] von 0,073 N/m auf 0,055 N/m verringert, was eine zusätzliche Reduzierung der Kapillarspannung bewirkt. Nach *Dettling* [12] wird dadurch das Gleichgewicht zwischen den auf das Kapillarporenwasser und das Gelporenwasser einwirkenden Kräften gestört. Dies wiederum bewirkt einen Feuchtetransport aus den Kapillarporen in die feineren Gelporen bis das Gleichgewicht wieder hergestellt ist. Nach *Wittmann* [126] ist die damit verbundene Benetzung der inneren Oberflächen mit einer Reduzierung der Oberflächenenergie und demzufolge mit einer Verringerung der Bruchspannung verbunden. Dies bewirkt den bei 120 °C beobachteten Festigkeitsabfall.

Vergleichbar ist dieses Verhalten mit dem Phänomen, dass feucht gelagerte Beton- oder Zementsteinproben geringere Festigkeiten als getrocknete Proben aufweisen (siehe z. B. [36, 112]).

Bei zunehmenden Temperaturen entwässern die Kapillarporen und ebenfalls die Gelporen, was die Trocknung der inneren Oberflächen bewirkt. Dadurch steigen die Oberflächenenergie und somit auch die Festigkeit wieder an. Dies ist die Ursache für die Erhöhung der Festigkeit bei 200 °C gegenüber einer Temperatur von 120 °C. Denn aus dem Massenverlust nach dem Bruchversuch (siehe Bild 4.35) geht hervor, dass das physikalisch gebundene Wasser bei 200 °C nahezu aus dem Probekörper entwichen ist.

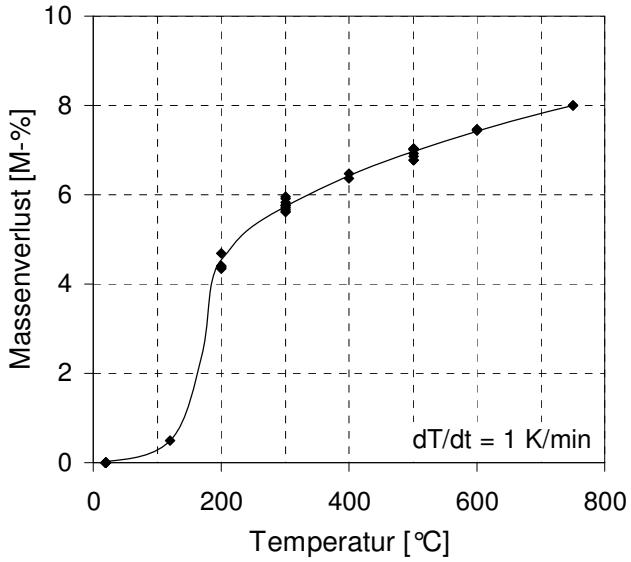


Bild 4.35: Massenverlust der Probekörper des hochfestem Betons mit PP-Fasern nach dem Bruchversuch und anschließender Abkühlung

Da sich jedoch bereits bis 200 °C einige CSH-Phasen beginnen zu zersetzen, wird der Ausgangswert der Festigkeit nicht erreicht, sondern nur 90 % davon. Bei weiter ansteigenden Temperaturen fällt die Festigkeit kontinuierlich ab. Dazu tragen verschiedene Prozesse bei. Die Dehydratation und Zersetzung des Zementgels schreitet weiter fort. Zwischen 450 °C und 550 °C zerfällt das Portlandit ($Ca(OH)_2 \rightarrow CaO + H_2O$), was ebenfalls zur Erhöhung der Porosität und damit zur Reduzierung der Festigkeit des Zementsteins führt. Oberhalb von 650 °C werden die noch stabilen CSH-Phasen rasch abgebaut und bilden unter der Abgabe von Wasser β-C_2S.

Die unterschiedliche thermische Ausdehnung zwischen der Gesteinskörnung und der Matrix führt zur Ausbildung von Rissen, die das Festigkeitsverhalten wesentlich mitbestimmen. Wie aus den Ergebnissen der thermischen Dehnungsmessungen in Bild 4.36 entnommen werden kann, dehnt sich der Zementstein inklusive des Mikrosilikas bis etwa 150 °C aus. Bei höheren Temperaturen setzt dann ein starkes Schwinden ein, was bis 750 °C Werte bis zu 40 mm/m annimmt. Die quarzitische Gesteinskörnung dehnt sich hingegen im gesamten Temperaturbereich aus und nimmt zwischen 550 °C und 600 °C infolge der α-β-Umwandlung der Quarzkristalle stark zu. Die Folge dieser unterschiedlichen thermischen Ausdehnung der Betonkomponenten führt zu inneren Spannungen, die nur durch Rissbildungen abgebaut werden. Dieses konnte qualitativ eindeutig mit Hilfe der Schallemissionsanalyse bestätigt werden (siehe Kapitel 4.5.1).

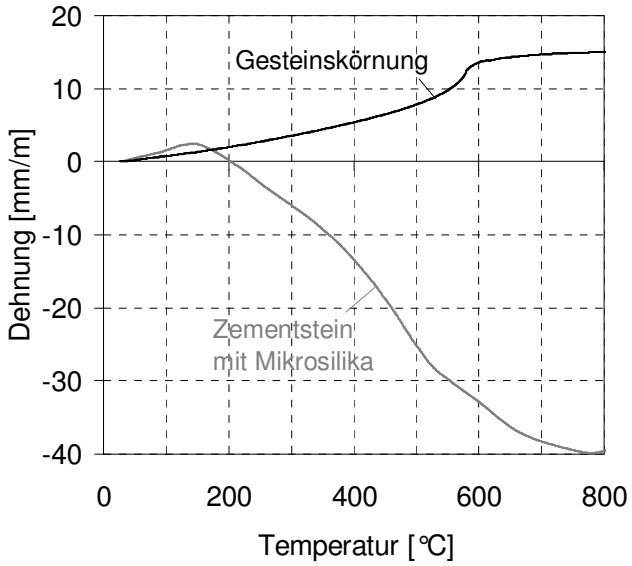


Bild 4.36: Thermische Dehnung des Zementsteins mit Mikrosilika und der quarzitischen Gesteinskörnung

Der Einfluss der mechanischen Belastung während der Erwärmung auf die Festigkeit ist oberhalb von 200 °C deutlich erkennbar. Dieser zeigt sich durch eine Reduzierung des Festigkeitsabfalls. Die Höhe der Belastung ist dabei von untergeordneter Bedeutung solange $\alpha \geq 0{,}2$ ist.

Die Ursache für die Reduzierung des Festigkeitsabfalls wird in der Rissorientierung im Probekörper gesehen. Denn wie in Kapitel 4.5 gezeigt wurde, bilden sich die Risse im Probekörper während der Erwärmung unter Last vorwiegend in Richtung der äußeren mechanischen Belastung aus. Hingegen zeigen die unbelastet erwärmten Probekörper eine gleichmäßige Verteilung der Risse in alle Richtungen. Diese unterschiedliche Rissstruktur wird als maßgebender Einfluss beim Bruchversuch gesehen. Dabei werden die Risse als potentielle Scherflächen verstanden, sofern sie sowohl einen geometrischen Anteil in Richtung der Belastung als auch quer dazu haben. Im Bruchversuch kommt es dann zum Abgleiten bzw. Abscheren des Betons entlang dieser Scherflächen. Wenn hingegen die Risse vorwiegend in Richtung der äußeren mechanischen Belastung orientiert sind, liegen zahlenmäßig weniger potentielle Scherflächen vor. Dadurch wird der Widerstand des Probekörpers erhöht, was die Reduzierung des Festigkeitsabfalls gegenüber den unbelastet erwärmten Probekörpern zur Folge hat. Ein Belastungsgrad von $\alpha = 0{,}2$ reicht dabei aus, um die Anzahl potentieller Scherflächen zu minimieren, sodass oberhalb dieses Belastungsgrads keine weitere Reduzierung des Festigkeitsabfalls stattfindet.

Eine Orientierung der Rissbildung als Folge der mechanischen Belastung während der Erwärmung tritt jedoch erst oberhalb von 200 °C auf. Dies geht zum einen deutlich aus den US-Messungen nach thermischer Beanspruchung (siehe Kapitel 4.5.2) hervor. Zum anderen zeigen die Porenstrukturuntersuchungen (siehe Kapitel 4.5.4), dass sich das Porenvolumen erst oberhalb von 200 °C durch eine mechanische Belastung erhöht. Daher ist erst oberhalb von 200 °C der Einfluss der mechanischen Belastung auf die Festigkeit vorhanden.

4.6.1.2 E-Modul

Die experimentell ermittelten E-Moduli in Abhängigkeit des Belastungsgrades α sind in Bild 4.37 dargestellt.

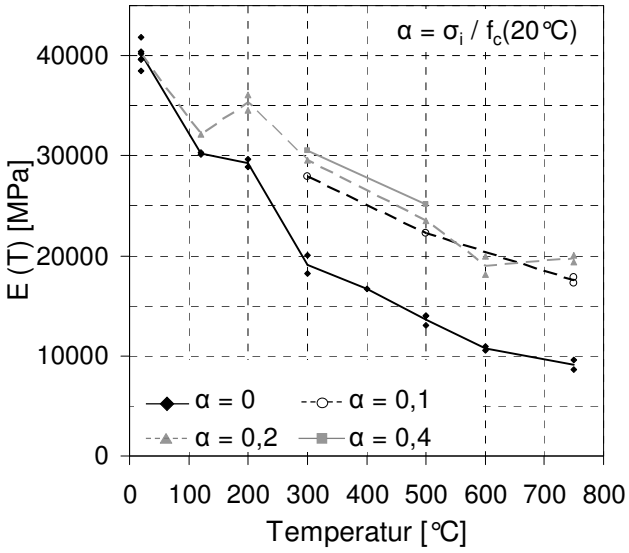


Bild 4.37: Temperaturabhängiger E-Modul für verschiedene Belastungsgrade von hochfestem Beton mit PP-Fasern (HU13, HU14, HU15, HU16)

Der temperaturabhängige Verlauf des E-Moduls unterscheidet sich unterhalb von 300 °C qualitativ von dem der Festigkeit. So fällt der E-Modul mit steigender Temperatur stärker ab.

Von *Hager* [45] und *Sereda et al.* [112] ist bekannt, dass der E-Modul durch die Austrocknung des Betons sinkt. So erfährt der E-Modul auch hier im Gegensatz zur Festigkeit keinen Anstieg von 120 °C nach 200 °C, sondern fällt infolge der Zersetzung des Zementsteins weiter ab. Die durch die Austrocknung erhöhte Oberflächenenergie beeinflusst somit nicht den E-Modul.

Bemerkenswert ist der Einfluss der mechanischen Belastung in der Erwärmungsphase auf den E-Modul, der im Gegensatz zur Festigkeit bereits bei 120 °C in geringem Maß und besonders stark bei 200 °C zu einer Reduzierung des Abfalls führt. Die Höhe der Belastung ist dabei für die hier untersuchten Belastungsgrade sekundär. Als Ursache werden Kriechprozesse angesehen, die zur Verdichtung des Betongefüges führen. Bild 4.38 zeigt dazu exemplarisch die bei einer maximalen Temperatur von 200 °C und einem Belastungsgrad von α = 0,2 gemessenen mechanischen Dehnungen ε_m ($\varepsilon_m = \varepsilon_{ges} - \varepsilon_{th}$). Sie betragen kurz vor dem Bruchversuch 1,6 mm/m.

Oberhalb von 300 °C zeigt sich kein signifikanter Unterschied in dem qualitativen Verlauf des E-Moduls zur Festigkeit. Wie bereits bei der Festigkeit erläutert bilden sich infolge einer mechanischen Druckbelastung in der Erwärmungsphase andere Rissstrukturen aus. Die Risse sind vorwiegend in Lastrichtung orientiert, während Risse quer dazu behindert werden. Da somit im Bruchversuch weniger Risse geschlossen werden müssen und damit das Gefüge in Lastrichtung dichter ist, sinkt auch der Abfall des E-Moduls.

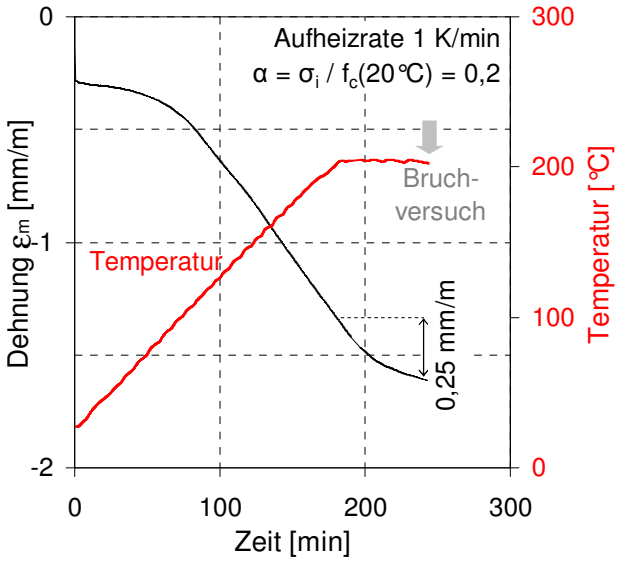


Bild 4.38: Mechanische Dehnung bei Erwärmung auf 200 °C von hochfestem Beton mit PP-Fasern (HU16, HU17)

4.6.1.3 Bruchdehnung

Die Ergebnisse der Messungen der Bruchdehnung sind für verschiedene Belastungsgrade α in Bild 4.39 dargestellt.

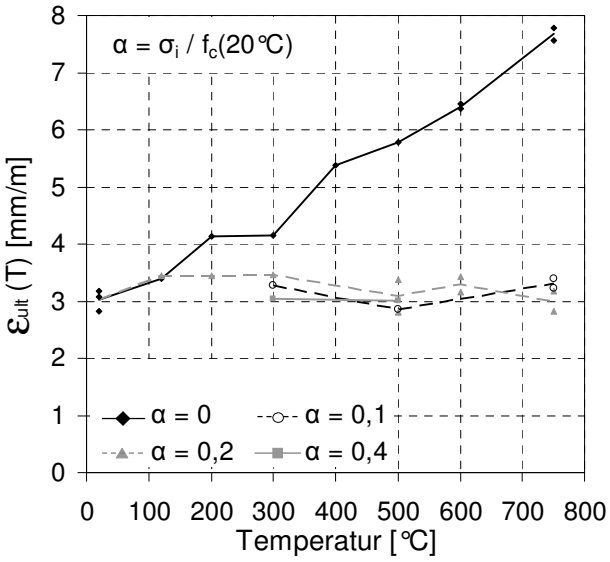


Bild 4.39: Temperaturabhängige Bruchdehnung für verschiedene Belastungsgrade von hochfestem Beton mit PP-Fasern (HU13, HU14, HU15, HU16)

Die Bruchdehnung der ohne mechanische Belastung aufgeheizten Probekörper steigt mit zunehmender Temperatur und erreicht bei 750 °C Werte von bis zu 7,7 mm/m. Infolge einer mechanischen Belastung in der Erwärmungsphase wird diese jedoch mit steigender Temperatur erheblich reduziert. So werden bereits bei einem Belastungsgrad von α = 0,1 für alle untersuchten Temperaturen nahezu die gleichen Werte für die Bruchdehnung wie bei 20 °C erreicht. Dieses ist für die untersuchten Belastungsgrade α unabhängig von deren Höhe.

Die Ursache wird wie bereits bei der Festigkeit und dem E-Modul diskutiert in der Orientierung der Risse oberhalb von 200 °C gesehen. Infolge der mechanischen Belastung in der Erwärmungsphase wird die Rissbildung quer zur Belastungsrichtung verhindert und das Gefüge verdichtet. Dies führt dazu, dass im Bruchversuch weniger Risse geschlossen werden müssen und geringere Verformungen auftreten, was wiederum die Reduzierung der Bruchdehnung zur Folge hat. Bei 200 °C sind wie bereits bei dem E-Modul erläutert Verdichtungsvorgänge als Folge der mechanischen Belastung während der Erwärmung der Probekörper für die Reduzierung der Bruchdehnung verantwortlich.

4.6.1.4 Einfluss der Aufheizrate

In diesem Abschnitt werden die Auswirkungen von Rissen, die als Folge von Eigenspannungen im Beton bei lokalen Temperaturunterschieden entstehen, auf die Festigkeit, den E-Modul und die Bruchdehnung untersucht. Dazu werden die in den vorangegangenen Untersuchungen verwendeten zylindrischen Probekörper mit einer Aufheizrate von 15 K/min an der Oberfläche erwärmt.

Zunächst werden die Spannungen analytisch berechnet, um die Problematik zu verdeutlichen und daraus die erwarteten Schädigungsmechanismen abzuleiten. Die Beschreibung erfolgt in Zylinderkoordinaten (r, φ, z). Vereinfachend wird von einem unendlich langen Zylinder ausgegangen, der an den Stirnflächen frei beweglich ist und linear an der Zylinderoberfläche erwärmt wird. Die Materialkennwerte werden zunächst als temperaturunabhängig angenommen.

Für die Berechnung der Spannungen wird zunächst das Temperaturfeld benötigt. Dieses kann nach Lösen der Wärmeleitungsgleichung gemäß Gleichung (4.2) bestimmt werden. Die Herleitung ist *Carslaw und Jaeger* [6] zu entnehmen.

$$T(r,t) = -k \cdot \frac{r_a^2 - r^2}{4 \cdot \kappa} + k \cdot t + \frac{2 \cdot k}{r_a \cdot \kappa} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} e^{-\kappa \cdot \alpha_n^2 \cdot t} \frac{J_0(r \cdot \alpha_n)}{\alpha_n^3 \cdot J_1(r_a \cdot \alpha_n)} \tag{4.2}$$

t Zeit [s]

r Radius [m]

r_a äußerer Radius des Zylinders [m]

k Aufheizrate [K/s]

κ Temperaturleitzahl [m^2/s]

J_0, J_1 Bessel Funktionen 0. und 1. Ordnung

α_n positive Nullstellen von $J_0(\alpha_n \cdot r_a) = 0$ [1/m]

Gleichung (4.2) kann in einen zeitlich konstanten, linearen und exponentiellen Anteil aufgeteilt werden.

konstanter Anteil $$-k \cdot \frac{r_a^2 - r^2}{4 \cdot \kappa} \tag{4.3}$$

linearer Anteil $$k \cdot t \tag{4.4}$$

exponentieller Anteil $$\frac{2 \cdot k}{r_a \cdot \kappa} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} e^{-\kappa \cdot \alpha_n^2 \cdot t} \frac{J_0(r \cdot \alpha_n)}{\alpha_n^3 \cdot J_1(r_a \cdot \alpha_n)} \tag{4.5}$$

Der exponentielle Teil nimmt mit fortschreitender Zeit ab. Für einen Zylinder mit einem Durchmesser von 100 mm ist bereits nach 30 Minuten 90 % abgeklungen. Der lineare Anteil verändert zwar die Höhe der Temperatur, nicht jedoch das Temperaturprofil. Dieses wird nach Abklingen des exponentiellen Anteils lediglich durch den konstanten Anteil bestimmt und kann durch Gleichung (4.6) vereinfacht werden.

$$T(r) = \frac{k}{4 \cdot \kappa} r^2 \tag{4.6}$$

Da die Spannungen durch das Temperaturprofil bestimmt werden, ist Gleichung (4.6) als Funktion für die Temperatur in der Spannungsberechnung anzusetzen. Daraus ergeben sich die Spannungen dann zu den Gleichungen (4.7) bis (4.9), wobei die Herleitung der Gleichungen *Boley und Weiner* [5] zu entnehmen ist.

$$\sigma_r = \frac{E \cdot \alpha}{(1-\nu)} \cdot \frac{k}{4 \cdot \kappa} \cdot r_a^2 \cdot \left(\frac{1}{4} - \frac{1}{4} \cdot \frac{r^2}{r_a^2} \right) \tag{4.7}$$

$$\sigma_\varphi = \frac{E \cdot \alpha}{(1-\nu)} \cdot \frac{k}{4 \cdot \kappa} \cdot r_a^2 \cdot \left(\frac{1}{4} + \frac{1}{4} \cdot \frac{r^2}{r_a^2} - \frac{r^2}{r_a^2} \right) \tag{4.8}$$

$$\sigma_z = \frac{E \cdot \alpha}{(1-\nu)} \cdot \frac{k}{4 \cdot \kappa} \cdot r_a^2 \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{r^2}{r_a^2} \right) = \sigma_r + \sigma_\varphi \tag{4.9}$$

Bild 4.40 zeigt die Spannungen bei einer Aufheizrate von 1 K/min gemäß den Gleichungen (4.7) bis (4.9). Diese liegen unterhalb der Zugfestigkeit des Betons von 4,8 MPa. Für höhere Aufheizraten können die Spannungen linear erhöht werden. Damit ergibt sich unter den getroffenen Annahmen für eine Aufheizrate von 15 K/min eine maximale Zugspannung σ_r bzw. σ_φ von 40 MPa.

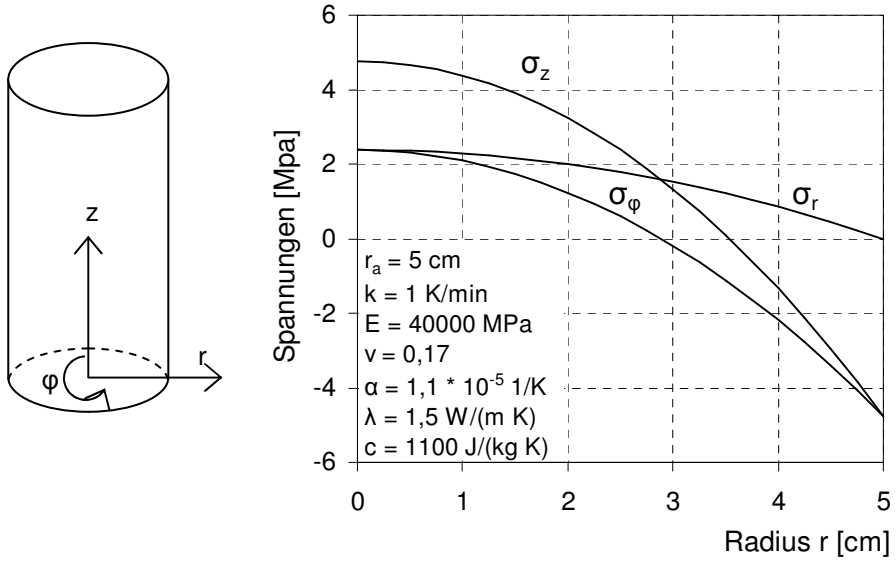


Bild 4.40: Spannungen in einem Zylinder bei linearer Aufheizrate von 1 K/min

Selbst bei der Annahme, dass der E-Modul um ein Viertel reduziert wird (Annahme: T = 600 °C und E gemäß Bild 4.37), liegt die errechnete Spannung immer noch deutlich über der Zugfestigkeit des Betons. Somit ist anzunehmen, dass bei hohen Aufheizraten vor allem senkrecht zur Achse und in Umfangsrichtung Risse im Probekörper auftreten. Inwieweit

diese das Festigkeits- und Verformungsverhalten beeinflussen wird im Folgenden experimentell untersucht.

Es sei jedoch angemerkt, dass die Zersetzungsreaktionen im Beton, die zum Festigkeitsabfall führen, gemäß *Schneider* [103] nur mit endlicher Geschwindigkeit ablaufen. Zur Vergleichbarkeit mit den bisherigen Ergebnissen mit einer Aufheizrate von 1 K/min muss daher das Prüfregime für höhere Aufheizraten angepasst werden. Dazu wurde das Kriterium so festgelegt, dass die Integration der Temperaturregime gleich sein sollte. Aus dieser Bedingung ergab sich dann die Haltezeit (Phase 3 in Bild 2.3).

Eigenspannungen und daraus resultierende Rissbildung infolge thermischer Inkompatibilität der Gesteinskörnung und der Matrix sind sowohl bei einer Aufheizrate von 1 K/min als auf bei höheren Aufheizraten enthalten. Sie beeinflussen den Vergleich daher nicht. Weiterhin müssen Porendrücke infolge der Verdampfung des Wassers berücksichtigt werden. Sie wirken hydrostatisch auf Zug und nehmen vom Querschnittsinnern nach außen hin ab. Mit Hilfe der Temperaturmessungen in Kapitel 4.3.2 konnte ein Druck von 1,4 MPa in der Querschnittsmitte des Probekörpers in der 30. Minute abgeleitet werden.

Die Erwärmung der Probekörper mit PP-Fasern (Serie HU15) erfolgte mit 15 K/min an der Zylinderoberfläche. Dabei wurden die Verformungen über den Druckplattenabstand gemessen. Die Ergebnisse der charakteristischen Kenngrößen sind in Bild 4.41 und Bild 4.42 im Vergleich zu den Ergebnissen mit einer Aufheizrate von 1 K/min dargestellt. Bei der Festigkeit (Bild 4.41 links) können keine signifikanten Unterschiede festgestellt werden. Bei dem E-Modul (Bild 4.41 rechts) sowie bei der Bruchdehnung (Bild 4.42) sind die Abweichungen zwar etwas größer, doch nicht groß genug, so dass von einem signifikanten Einfluss der Aufheizrate gesprochen werden kann. Die gemessenen Gesamtverformungen der Probekörper zeigen ebenfalls keine signifikanten Unterschiede im Vergleich zu einer geringeren Aufheizrate. Auf eine Darstellung wird jedoch an dieser Stelle verzichtet.

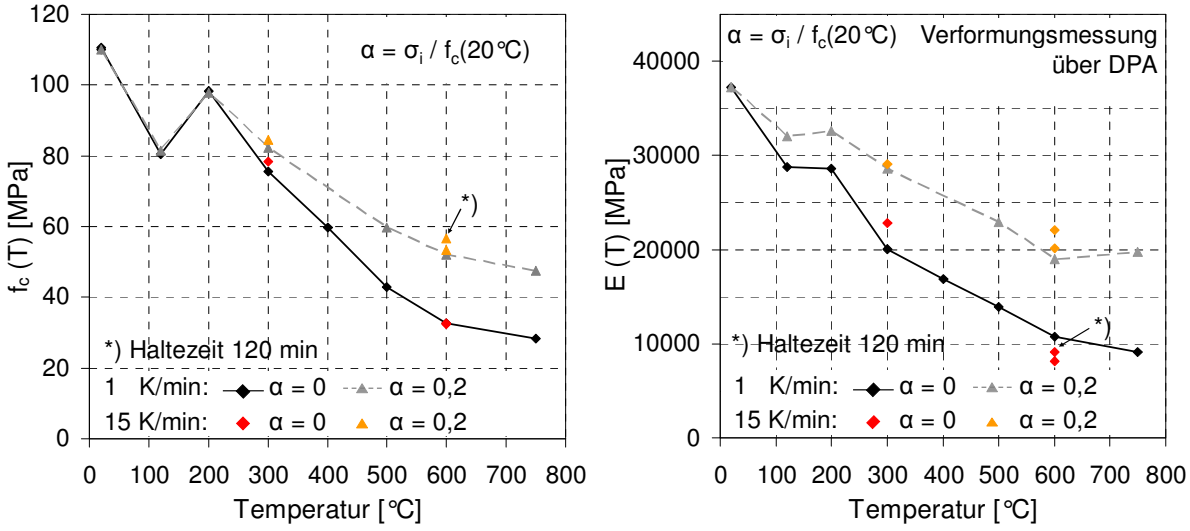


Bild 4.41: Temperaturabhängige Festigkeit (links) und E-Modul (rechts) für verschiedene Belastungsgrade und Aufheizraten von hochfestem Beton mit PP-Fasern

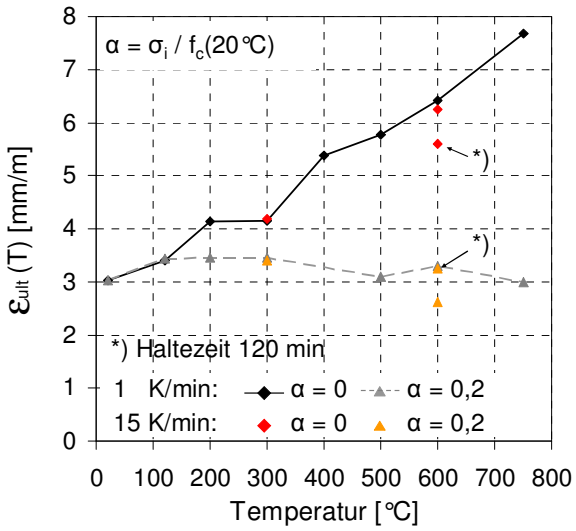


Bild 4.42: Temperaturabhängige Bruchdehnung für verschiedene Belastungsgrade und Aufheizraten von hochfestem Beton mit PP-Fasern

Demnach hat die Aufheizrate unter den hier gegebenen Randbedingungen keinen signifikanten Einfluss auf die thermomechanischen Kennwertfunktionen.

Die Untersuchung an einem hochfesten Beton ohne PP-Fasern (Serie HU20) mit der Aufheizrate von 15 K/min und einem Belastungsgrad von α = 0 scheiterte daran, dass der Probekörper bei einer Oberflächentemperatur von 400 °C explosionsartig versagte.

Auch wenn die mechanischen Eigenschaften durch die hier gewählten unterschiedlichen Aufheizraten nicht signifikant beeinflusst werden, erfährt der Probekörper dennoch eine zusätzliche Schädigung. Zur Charakterisierung wurden weitere Probekörper mit je 1 K/min und 15 K/min ohne mechanische Belastung bis 600 °C entsprechend dem Prüfregime für die mechanischen Untersuchungen erwärmt und nach der Abkühlung mit 0,5 K/min ein Anschliff des Querschnitts auf halber Probekörperhöhe angefertigt. Bild 4.43 zeigt exemplarisch eine mikroskopische Aufnahme mit drei charakteristischen Details.

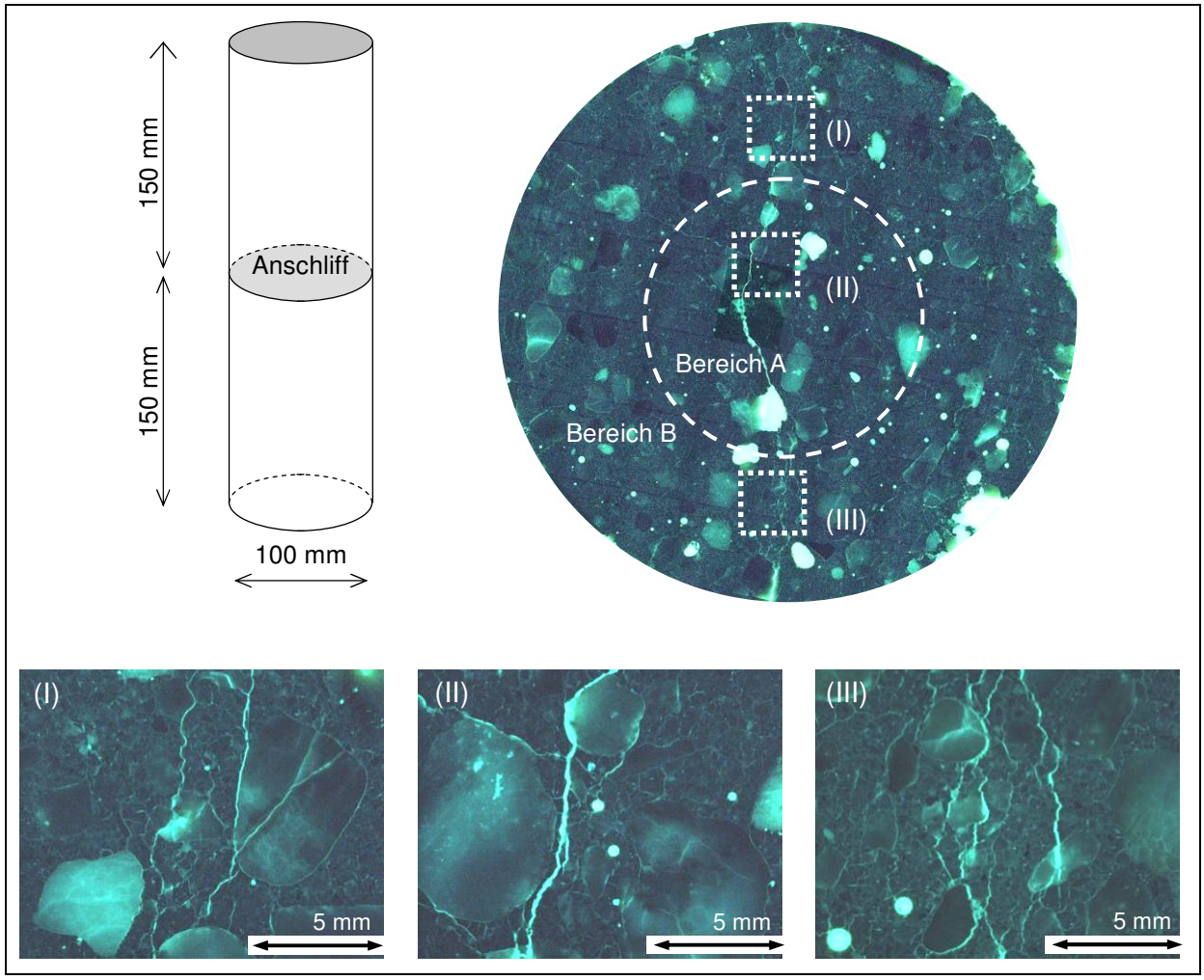


Bild 4.43: Mikroskopische Aufnahmen eines Anschliffs des Probekörperquerschnitts (oben) mit den dazugehörigen Details (unten) nach Aufheizung mit 15 K/min bis 600 °C (HU17)

Der Probekörper weist einen durch den gesamten Querschnitt gehenden Riss auf. Aus weiteren Anschliffen geht hervor, dass dieser über die Höhe des Probekörpers durchläuft. In der Querschnittsmitte (Bereich A) ist er durch einen einzelnen großen Riss gekennzeichnet. Zum Rand hin (Bereich B) spaltet er sich in viele feinere nebeneinander liegende Risse auf. In Bild 4.43 (unten) sind zur genaueren Auflösung jeweils die Details (I) bis (III) dargestellt.

Die Ursache für die beobachtete Rissbildung ist auf die Spannungen, wie sie in Bild 4.40 ausgewertet sind, zurückzuführen. Sie überlagern sich mit dem hydrostatisch wirkenden Porendruck, wobei die σ_φ Spannung maßgebend für den Verlauf der Risse verantwortlich ist. Dazu ist in Bild 4.44 die Entwicklung dieser Spannung bei fortschreitendem Risswachstum entlang des beobachteten Risses dargestellt. Im Zustand I befindet sich der Probekörper im ungerissenen Zustand. Infolge der Erwärmung an der Probekörperoberfläche entstehen Zugspannungen im mittleren Bereich des Querschnitts. Diese führen bei Überschreiten der Zugfestigkeit zu Rissbildung und damit zum Spannungsabfall im Zustand II. Gleichzeitig entsteht ein neuer Spannungszustand mit Spannungsspitzen σ_φ an den Rissenden, die zu weiterer Rissbildung führen (Zustand III). Dieser Prozess pflanzt sich solange fort, bis der gesamte Querschnitt aufgerissen ist.

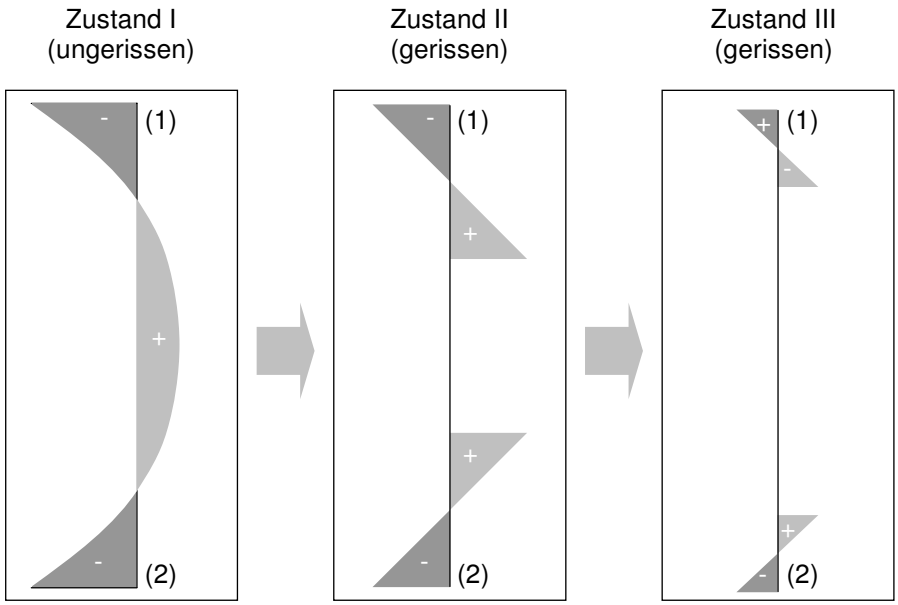


Bild 4.44: Spannungen σ_φ entlang des Risses bei fortschreitendem Risswachstum

Abschließend kann zu dem Einfluss der Aufheizrate festgehalten werden, dass sie zwar eine zusätzliche Schädigung in Form von starker Rissbildung hervorruft, doch keine signifikanten Auswirkungen auf die thermomechanischen Kennwertfunktionen in axialer Richtung hat.

4.6.2 Verformungsverhalten von Beton bei instationärer Temperaturbeanspruchung

Die Untersuchung des Verformungsverhaltens bei instationärer Temperaturbeanspruchung erfolgte im instationären Kriechversuch. Die Ergebnisse der Messungen des hochfesten Betons mit PP-Fasern (Serien HU16 und HU17) sind in Bild 4.45 dargestellt. Dabei sei angemerkt, dass die Verformungen auf die Oberflächentemperatur bezogen sind.

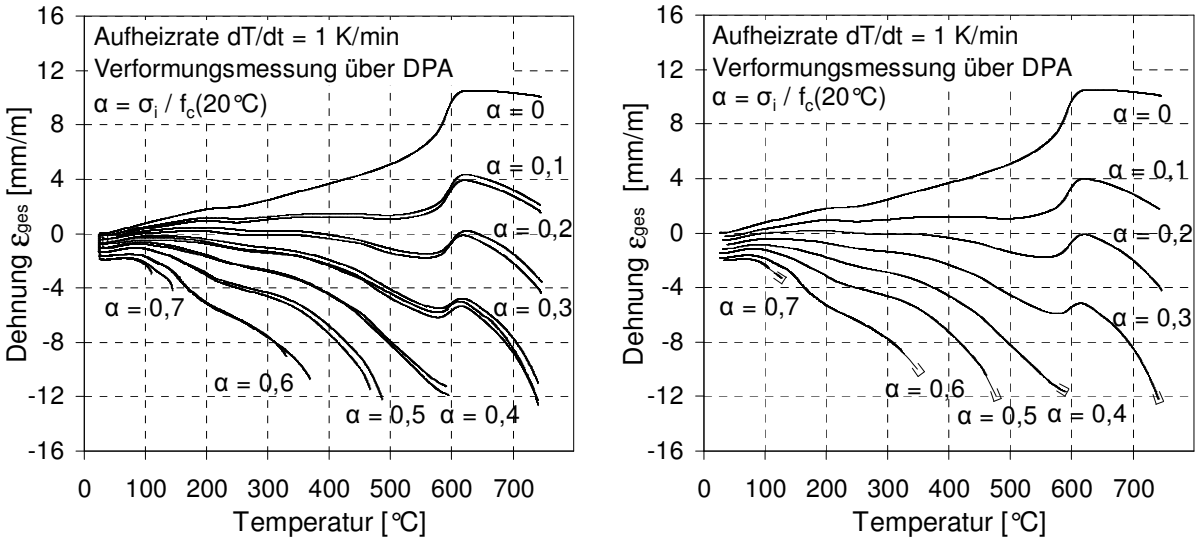


Bild 4.45: Gesamtdehnungen in den instationären Kriechversuchen von hochfestem Beton mit PP-Fasern (HU16, HU17) - links: Einzelwerte, rechts: Mittelwerte

Zunächst werden die Verformungen in ihre einzelnen Anteile aufgespaltet, um sie im Anschluss zu diskutieren. Dazu wird der in Kapitel 2.1.4 beschriebene Ansatz mit Gleichung (2.2) verwendet:

$$\varepsilon_{ges} = \varepsilon_{th} + \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl} + \varepsilon_{tr,k} \tag{2.2}$$

Die Gesamtdehnung ε_{ges} und die thermische Dehnung ε_{th} ergeben sich direkt aus dem instationären Kriechversuch. Die elastische Dehnung ε_{el}, die plastische Dehnung ε_{pl} und die instationäre Kriechdehnung $\varepsilon_{tr,k}$ werden in Gleichung (2.3) als Differenz zwischen der Gesamtdehnung und der thermischen Dehnung in der mechanischen Dehnung ε_m zusammengefasst.

$$\varepsilon_m = \varepsilon_{ges} - \varepsilon_{th} = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl} + \varepsilon_{tr,k} \tag{2.3}$$

Die elastische Dehnung ε_{el} ist sowohl von der Temperatur, als auch von dem Belastungsgrad α abhängig. Aus den in Kapitel 4.6.1.2 experimentell ermittelten Beziehungen kann die elastische Dehnung bis 750 °C mit Gleichung (4.10) beschrieben werden.

$$\varepsilon_{el} = \frac{\sigma}{E(T)} = \begin{cases} \dfrac{\sigma}{0{,}055 \cdot T^2 - 85 \cdot T + 42000} & 0 \le \alpha < 0{,}1 \\ \dfrac{\sigma}{0{,}021 \cdot T^2 - 45 \cdot T + 41000} & 0{,}1 \le \alpha \le 0{,}4 \end{cases} \quad \text{für} \quad \text{und } 20\ °C \le T \le 750\ °C \tag{4.10}$$

Die plastische Dehnung ε_{pl} ergibt sich aus der Differenz zwischen der elastischen Dehnung und der Gesamtdehnung im stationären Druckversuch. Sie liegt bei dem verwendeten

hochfesten Beton unter 0,5 mm/m und ist damit im Vergleich zu den instationären Kriechdehnungen sehr klein. Erst kurz vor dem Versagen steigt sie etwas an.

Die instationäre Kriechdehnung $\varepsilon_{tr,k}$ stellt den größten Anteil der mechanischen Dehnung dar. Zur Veranschaulichung sind in Bild 4.46 für einen Belastungsgrad α = 0,2 die verschiedenen Dehnungsanteile graphisch ausgewertet.

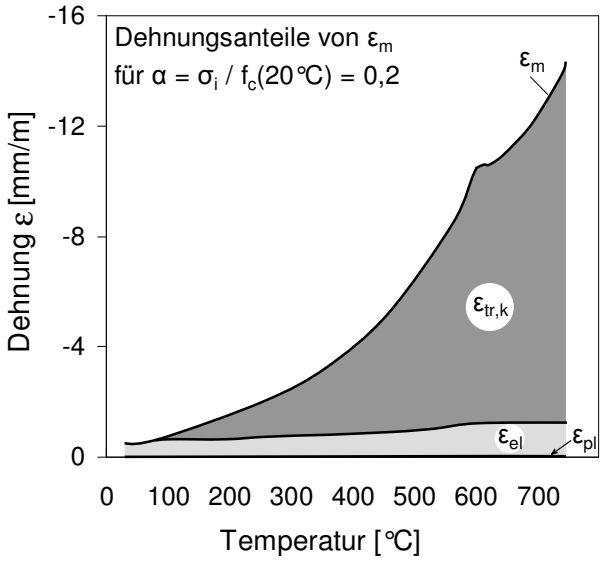


Bild 4.46: Aufgliederung der mechanischen Dehnung in die einzelnen Dehnungsanteile von hochfestem Beton mit PP-Fasern für einen Belastungsgrad α = 0,2

Auf Grund des geringen Anteils der plastischen Dehnung wird diese im Folgenden mit der instationären Kriechdehnung in Gleichung (4.11) zusammengefasst und zusammen diskutiert.

$$\varepsilon_{pl} + \varepsilon_{tr,k} = \varepsilon_{ges} - \varepsilon_{th} - \varepsilon_{el} \tag{4.11}$$

In Bild 4.47 sind links die mechanische Dehnung und rechts die instationäre Kriechdehnung zusammen mit der plastischen Dehnung graphisch ausgewertet.

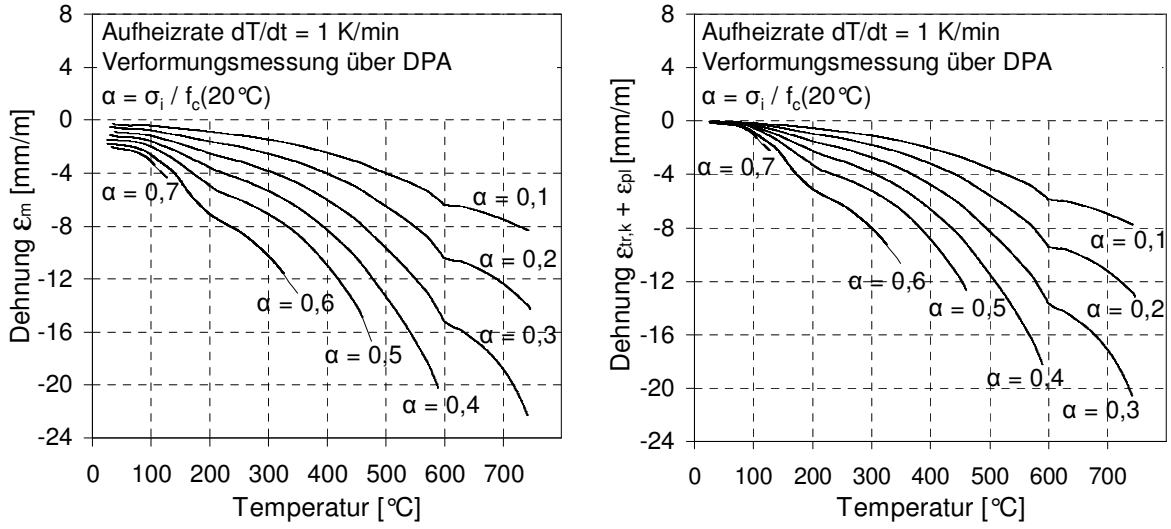


Bild 4.47: Nach Gleichung (2.3) errechnete mechanische Dehnung (links) und nach Gleichung (4.11) errechnete Summe aus instationärer Kriech- sowie plastischer Dehnung (rechts) von hochfestem Beton mit PP-Fasern (HU16, HU17)

Die analytische Beschreibung der thermischen und der mechanischen Dehnungen ist dem Anhang B zu entnehmen.

Die Auswertung und Diskussion der Ergebnisse erfolgt zunächst bis zu einer Temperatur von 300 °C und anschließend oberhalb davon. Hintergrund ist einerseits, dass das Ausdampfverhalten des physikalisch gebundenen Wassers und teilweise des Gelporenwassers bis ca. 300 °C stattfindet (siehe Kapitel 4.4) und das Verformungsverhalten des hochfesten Betons beeinflusst. Andererseits nimmt die mechanische Dehnung oberhalb von 300 °C überproportional stark zu und ist gleichzeitig mit einer zunehmenden Rissbildung bei zunehmendem Belastungsgrad verbunden (siehe Kapitel 4.5). Dies wiederum beeinflusst die Festigkeit oberhalb von 300 °C.

4.6.2.1 Temperaturbereich bis 300 °C

Es ist auffällig, dass der Zuwachs der thermischen Dehnung (siehe Bild 4.45) zwischen 200 °C und 250 °C gegen Null geht und anschließend wieder ansteigt. Dieser Effekt ist jedoch auch in der Gesamtdehnung mit Belastungsgraden $\alpha > 0$ enthalten und daher auch nicht in der mechanischen Dehnung (siehe Bild 4.47 links) erkennbar. Er ist damit unabhängig von der mechanischen Belastung. Zur Untersuchung dieses Verhaltens wurden daher zusätzlich vergleichende Untersuchungen der thermischen Dehnung mit getrockneten Probekörpern (HU14 und HU24) sowie Probekörpern ohne PP-Fasern (HU20) durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Bild 4.48 dargestellt.

Es sei hierbei angemerkt, dass bei einer Oberflächentemperatur von 200 °C (250 °C) im Innern der Probekörper mit PP-Fasern eine Temperatur von 170 °C (200 °C) vorhanden ist.

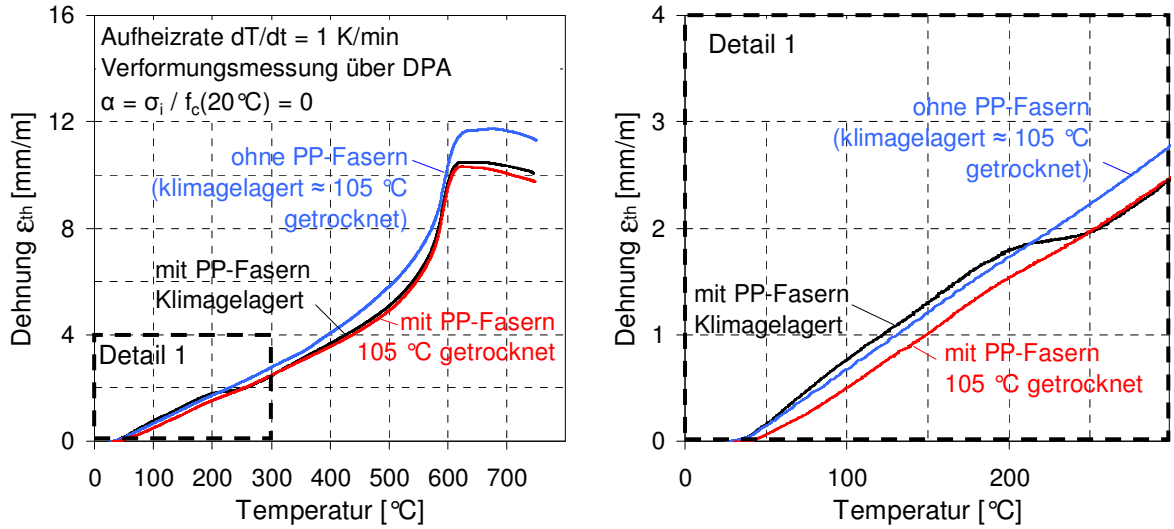


Bild 4.48: Thermische Dehnung von hochfestem Beton mit und ohne PP-Fasern und getrockneten Probekörpern (HU14, HU16, HU20, HU24) - links: Gesamtverlauf; rechts: Detail bis 300 °C

Die thermische Dehnung der klimagelagerten Probekörper mit und ohne PP-Fasern ist bis 200 °C nahezu identisch. Bis zu dieser Temperatur ist auch bei beiden Betonen kein Unterschied in dem Massenverlust (siehe Kapitel 4.4) und den Rissuntersuchungen (siehe Kapitel 4.5) festgestellt worden.

Oberhalb von 200 °C verändert sich der Dehnungsverlauf des klimagelagerten Betons mit PP-Fasern und stimmt bei 250 °C und weiter ansteigenden Temperaturen nahezu mit dem des bei 105 °C getrockneten Probekörpers überein. Das Abfallen dieses Zuwachses in der thermischen Dehnung zwischen 200 °C und 250 °C ist daher dem physikalisch gebundenen

Wasser zuzuordnen. Mit Hilfe der Massenverlustmessungen (siehe Kapitel 4.4) konnte gezeigt werden, dass dieses Wasser bzw. der Wasserdampf aus dem hochfesten Beton mit PP-Fasern deutlich schneller austritt. Weiterhin wurde in den SE-Messungen (siehe Kapitel 4.5.1) eine erhöhte SE-Aktivität beobachtet, die zumindest teilweise der Reibung des strömenden Wassers an den inneren Betonoberflächen zugeordnet wird. Aus diesen Gründen wird die Stagnation in der thermischen Dehnung zwischen 200 °C und 250 °C auf Schwindverformungen zurückgeführt, die durch das schnelle Austreten des physikalisch gebundenen Wassers hervorgerufen werden.

Da das physikalisch gebundene Wasser aus dem hochfesten Beton ohne PP-Fasern deutlich langsamer austritt, sind erhöhte Schwindverformungen zwischen 200 °C und 250 °C bei diesem Beton nicht zu beobachten. Dies ist auch die Ursache dafür, dass die thermische Dehnung dieses Betons bei den bei 105 °C getrockneten und den klimagelagerten Probekörper nahezu identisch ist.

Um zu bestätigen, dass der beschleunigt Massenverlust bzw. der Feuchtetransport des physikalisch gebundenen Wassers bzw. Wasserdampfes im hochfesten Beton mit PP-Fasern zu Schwindverformungen führt, wurden ergänzende Versuche (Serie HU17) durchgeführt, in denen die Aufheizrate auf 0,2 K/min reduziert wurde. Die Ergebnisse der Messungen sind in Bild 4.49 dargestellt. Darin zeigt sich, dass die Stagnation in der thermischen Dehnung zu Temperaturen zwischen 180 °C bis 220 °C verschoben wird. Die Verschiebung von 200 °C nach 180 °C ist auf die geringere Temperaturdifferenz im Probekörper zwischen innen und außen zurückzuführen (siehe Kapitel 4.3), wodurch der Massenverlust bzw. der Feuchtetransport schon bei geringeren Temperaturen einsetzt (siehe Kapitel 4.4). Da die Trocknungszeit infolge der geringeren Aufheizrate fünfmal größer ist, tritt das physikalisch gebundene Wasser bereits bei geringeren Temperaturen aus dem Probekörper aus. Dies führt dazu, dass die thermische Dehnung bei 220 °C und nicht erst bei 250 °C wieder ansteigt. In den SE-Messungen (siehe Kapitel 4.5.1) wurde ebenfalls eine Verschiebung der erhöhten SE-Aktivität um den gleichen Temperaturbereich beobachtet. Durch die vergleichende Messung mit einer Aufheizrate von 0,2 K/min konnte somit bestätigt werden, dass der beschleunigt Massenverlust bzw. der Feuchtetransport des physikalisch gebundenen Wassers bzw. Wasserdampfes zu Schwindverformungen im hochfesten Beton mit PP-Fasern führt.

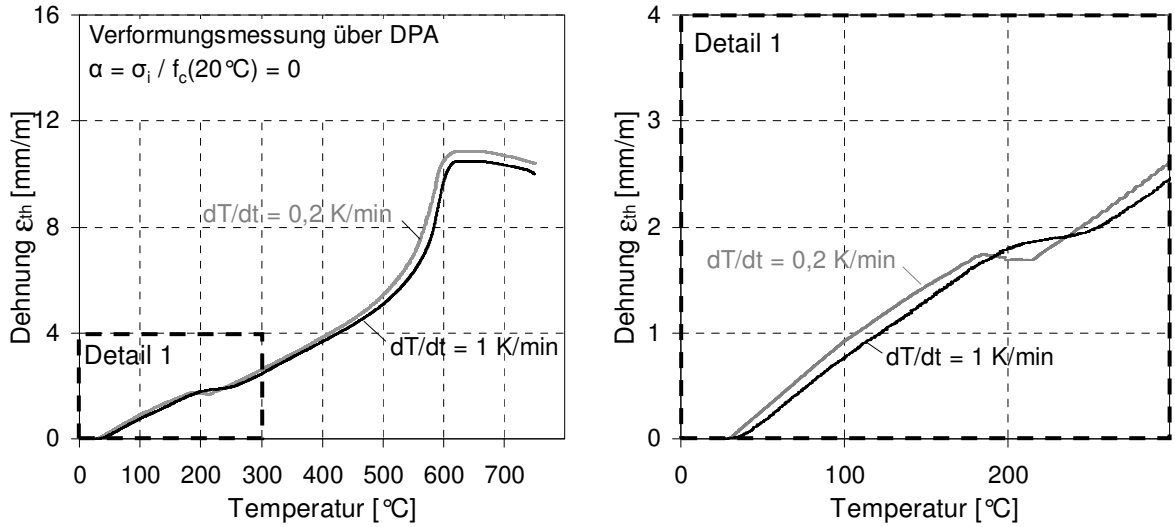


Bild 4.49: Thermische Dehnung von hochfestem Beton mit PP-Fasern (HU16, HU17) bei zwei verschiedenen Aufheizraten

4.6.2.2 Temperaturbereich oberhalb von 300 °C

Oberhalb von 300 °C nimmt die thermische Dehnung (Bild 4.45) bis 500 °C nahezu linear zu. Ab 500 °C steigt sie dann bis knapp über 600 °C infolge des Quarzsprungs bei 573 °C stark an und bleibt bei weiter steigender Temperatur nahezu konstant.

Unter mechanischer Belastung können die Probekörper bis 750 °C ohne vorzeitiges Versagen erwärmt werden, solange der Belastungsgrad $\alpha \leq 0{,}3$ ist. Dabei wird um 600 °C ein Knick in der Kurve der mechanischen Dehnung beobachtet. Dieser wird auf hohe plastische Verformungen zurückgeführt, die eine Folge der starken Expansion der quarzitischen Gesteinskörnung und der damit verbunden Gefügeschädigung sind. Wie in Kapitel 4.5.1.1 gezeigt wurde, führen höhere Belastungsgrade schon bei wesentlich geringeren Temperaturen zu starker Rissbildung. Diese bewirken einen vorzeitigen Tragfähigkeitsverlust. So tritt dieser mit $\alpha = 0{,}6$ bereits bei 350 °C ein. Sofern der Belastungsgrad $\alpha = 0{,}6$ übersteigt, kann eine maximale Temperatur von 120 °C nicht überschritten werden. Dafür ist der bei dieser Temperatur bereits in Kapitel 4.6.1.1 diskutierte Festigkeitsverlust verantwortlich.

Die instationäre Kriechdehnung mit der plastischen Dehnung (Bild 4.47 rechts) nimmt oberhalb von 300 °C mit zunehmender Temperatur überproportional zu. Dafür ist vor allem die Rissbildung verantwortlich. Denn wie in Kapitel 4.5.1.1 anhand der SE- und US-Messungen gezeigt wurde, treten gerade oberhalb von 300 °C verstärkt zusätzliche Risse als Folge der mechanischen Belastung auf.

4.6.2.3 Einfluss der PP-Fasern

Um den Einfluss der PP-Fasern im Beton auf das Verformungsverhalten unter instationärer Temperaturbeanspruchung zu charakterisieren, wurden vergleichende Untersuchungen mit dem hochfesten Beton ohne PP-Fasern (Serien HU20 und HU24) durchgeführt. Die Ergebnisse der Verformungsmessungen sind in Bild 4.50 dargestellt.

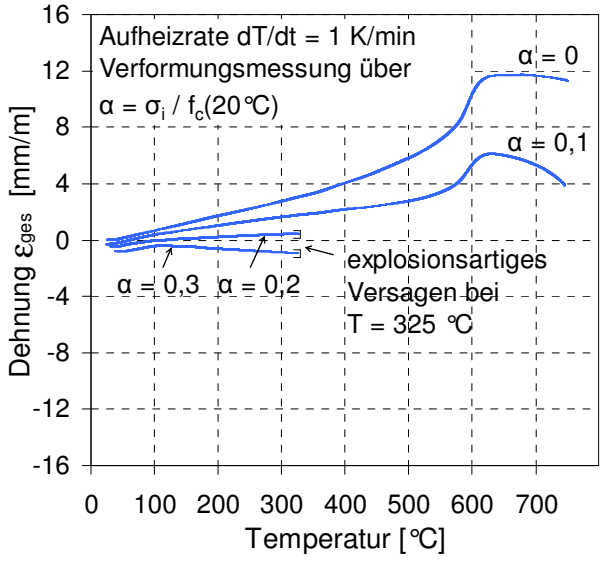


Bild 4.50: Gesamtdehnungen des hochfesten Betons ohne PP-Fasern (HU20, HU24)

Allerdings versagten die Probekörper bei Belastungsgraden von $\alpha = 0{,}2$ und höher explosionsartig bei einer Temperatur von 325 °C. Dabei wurde der Probekörper in viele kleine Bruchstücke zersprengt. Auf Grund der Versagensart wird davon ausgegangen, dass

neben der äußeren mechanischen Belastung auch der Wasserdampfdruck zum Versagen geführt hat. Dies wird jedoch im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter untersucht.

Der Einfluss der PP-Fasern auf die thermische Dehnung unterhalb von 300 °C ist bereits in Kapitel 4.6.2.1 diskutiert worden. Oberhalb von 300 °C ist die thermische Dehnung des hochfesten Betons ohne PP-Fasern etwas höher als mit PP-Fasern (siehe Bild 4.48), wobei die Differenz mit zunehmender Temperatur ansteigt und ab 600 °C besonders stark ausgeprägt ist. Dieser Unterschied wird mit der unterschiedlichen Art der Rissbildung erklärt. Denn in den mikroskopischen Untersuchungen in Kapitel 4.5.3 konnte gezeigt werden, dass durch die Fasern bzw. die dadurch vorhandenen Fehlstelen die Risse im Beton sehr fein verteilt werden. Demgegenüber treten ohne PP-Fasern tendenziell weniger Risse jedoch mit größeren Rissweiten auf. Basierend auf dieser Beobachtung wird angenommen, dass die Unterschiede in der thermischen Dehnung des hochfesten Betons mit und ohne PP-Fasern auf die Art der Rissbildung zurückzuführen ist.

Die mechanischen Dehnungen sind in Bild 4.51 im Vergleich zu dem hochfesten Beton mit PP-Fasern dargestellt. Die instationären Kriechdehnungen lassen sich auf Grund der fehlenden elastischen und plastischen Dehnungen nicht berechnen. Da diese jedoch nur relativ gering sind, existieren zwischen den mechanischen Dehnungen und den instationären Kriechdehnungen nur geringe Unterschiede. Unterhalb von 300 °C treten mit PP-Fasern nur geringfügig höhere mechanische Dehnungen als ohne PP-Fasern auf. Oberhalb von 300 °C nehmen sie dann allerdings mit steigender Temperatur bis 600 °C stärker zu als beim hochfesten Beton ohne PP-Fasern. Die Ursache wird in der stärkeren Rissbildung gesehen, die durch die vielen feinen Fehlstellen durch die PP-Fasern im Beton begünstigt wird.

Die analytische Beschreibung der thermischen sowie der mechanischen Dehnungen des hochfesten Beton ohne PP-Fasern ist Anhang B zu entnehmen.

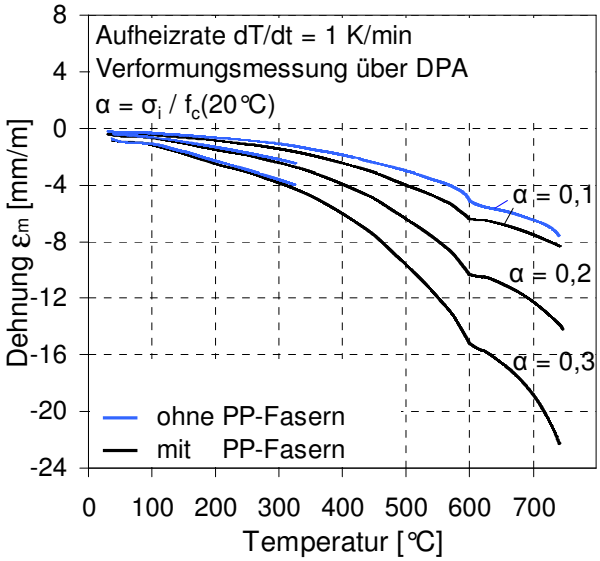


Bild 4.51: Mechanischen Dehnungen des hochfesten Betons ohne PP-Fasern (HU20, HU24) und mit PP-Fasern (HU16) gemäß Gleichung (2.3)

4.6.2.4 Einfluss der Vortrocknung

In diesen Untersuchungen sollte geprüft werden, ab welcher Temperatur das instationäre Temperaturkriechen nach thermischer Vorkonditionierung bei erneuter Beanspruchung auftritt. Dabei war insbesondere von Interesse, ob dies bei der gleichen Temperatur einsetzt, bei der auch die Rissbildung verstärkt beginnt.

Die Probekörper des hochfesten Betons mit PP-Fasern (Serie HU17) wurden gemäß dem Temperaturregime in Bild 2.3 (links) ohne mechanische Belastung erwärmt, wobei nach der Haltezeit von 60 Minuten kein Bruchversuch gefahren wurde, sondern die Probekörper mit einer Rate von 0,5 K/min auf Raumtemperatur abgekühlt wurden. Anschließend erfolgte eine erneute Beanspruchung bis 750 °C mit einem Belastungsgrad von α = 0,2. Die Ergebnisse dieser Messungen sind in Bild 4.52 dargestellt. Sie beinhalten die gesamten Dehnungen, die von Beginn der erstmaligen Beanspruchung aufgetreten sind.

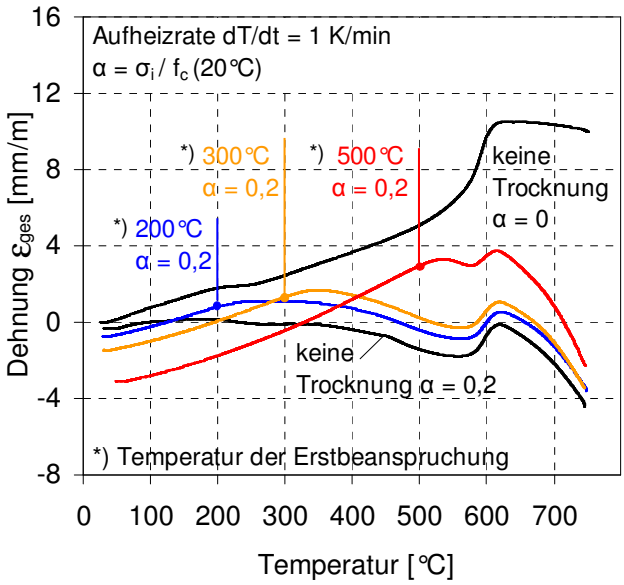


Bild 4.52: Gesamtdehnung des hochfesten Betons mit PP-Fasern (HU16, HU17) bei verschiedenen thermischen Vorbeanspruchungen

Die Gesamtdehnungen bei erneuter Beanspruchung entsprechen qualitativ dem Verlauf der thermischen Dehnung, wobei die Stagnation in der thermischen Dehnung zwischen 200 °C und 250 °C auf Grund des fehlenden physikalisch gebundenen Wassers ausbleibt. Bei der Trocknung bis auf 500 °C ist der Verlauf oberhalb von 300 °C sogar etwas steiler. Sobald bei erneuter Beanspruchung die Temperatur der Erstbeanspruchung erreicht ist, findet bei allen Probekörpern instationäres Temperaturkriechen mit dem gleichen qualitativen Verlauf wie ohne Vortrocknung statt. In den simultan durchgeführten SE- und US-Messungen (siehe Kapitel 4.5.1.1.4) wurde gezeigt, dass auch die Rissbildung, soweit sie mit diesem Verfahren auflösbar ist, bei genau der Temperatur der Erstbeanspruchung beginnt. Dies bestätigt, dass das instationäre Kriechen ab 300 °C verstärkt mit Rissbildung einhergeht.

Die Ergebnisse zeigen weiterhin, dass instationäres Temperaturkriechen nur bei erstmaliger Temperaturbeanspruchung stattfindet, auch dann, wenn die Probekörper in der ersten Erwärmungsphase mechanisch unbeansprucht waren.

4.6.2.5 Kritische Temperatur

Die kritische Temperatur ist diejenige Temperatur, bei der der Beton unter instationärer Erwärmung versagt und wird somit aus den instationären Kriechversuchen abgeleitet. In Bild 4.53 ist sie für den hochfesten Beton mit PP-Fasern im Vergleich zu den temperaturabhängigen Festigkeiten, die in Kapitel 4.6.1.1 unter stationären Temperaturen bestimmt wurden, für verschiedene Belastungsgrade dargestellt.

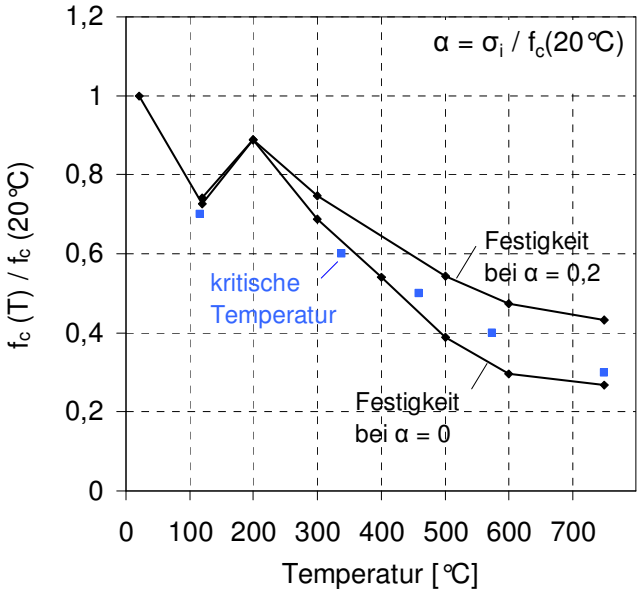


Bild 4.53: Kritische Temperatur des hochfesten Betons mit PP-Fasern im Vergleich zu den temperaturabhängigen Festigkeiten bei verschiedenen Belastungsgraden α

Die Festigkeit aus den instationären Kriechversuchen liegt oberhalb von 400 °C im Mittel zwischen den Werten, die in den stationären Versuchen bei verschiedenen Belastungsgraden erreicht wurden. Obwohl z. B. bei einem Belastungsgrad α = 0,4 im stationären Druckversuch bei 500 °C eine relative Festigkeit von 0,56 erreicht wird, liegt diese im instationären Kriechversuch mit gleichem Belastungsgrad nur bei 0,47. Dieser Unterschied wird damit begründet, dass im instationären Kriechversuch im Gegensatz zum stationären Bruchversuch während der Erwärmung eine höhere Last vorhanden ist. Dies wiederum ist, wie in Kapitel 4.5.1 gezeigt wurde, mit einer stärkeren Rissbildung und Schädigung verbunden. Dadurch versagen die Probekörper bereits bei geringeren Temperaturen.

Zwischen 120 °C und 350 °C kann der Probekörper nur dann die Belastung aufnehmen, wenn $\alpha \leq 0{,}6$ ist. Denn bei einem Belastungsgrad von $\alpha = 0{,}7$ tritt das Versagen bereits bei 120 °C ein. Somit liegt die Festigkeit aus dem instationären Kriechversuch bei 120 °C zwischen $\alpha = 0{,}6$ und $\alpha = 0{,}7$ und entspricht für alle Temperaturen unterhalb von 350 °C diesem Wert. Die Ursache des starken Festigkeitsverlusts bei 120 °C ist wie bereits in Kapitel 4.6.1.1 diskutiert die Folge der Benetzung der inneren Betonoberflächen, wodurch die Oberflächenenergie und damit die Festigkeit reduziert werden.

4.7 Zusammenfassung der Baustoffuntersuchungen

Für die Baustoffuntersuchungen wurde zunächst ein thermomechanischer Prüfstand entwickelt, aufgebaut und erprobt. Zusätzlich erfolgte die Erweiterung mit der Prüftechnik für die SEA sowie die US-Messungen.

Im Fokus der Untersuchungen standen die Einflüsse der Belastungsgeschichte und hoher lokaler Temperaturgradienten auf das Festigkeits- und Verformungsverhalten sowie der Einfluss der PP-Fasern auf das Verformungsverhalten.

Der **Einfluss der Belastungsgeschichte** während der thermischen Beanspruchung wurde für einen hochfesten Beton mit PP-Fasern und eine Aufheizrate von 1 K/min experimentell untersucht. Aus den ermittelten Spannungs-Dehnungs-Linien ergaben sich die Festigkeit, der E-Modul und die Bruchdehnung.

Die Festigkeit zeigt oberhalb von 200 °C mit steigender Temperatur einen kontinuierlichen Abfall. Ab 300 °C wird dieser jedoch als Folge der mechanischen Belastung während der Erwärmung reduziert. Diese Reduzierung nimmt dabei bis zu einem Belastungsgrad $\alpha = 0{,}2$ zu. Höhere Belastungsgrade bewirken allerdings keine weitere Veränderung, sondern führen zum Teil vor Erreichen der Zieltemperatur zum vorzeitigen Versagen der Probekörper. Die Ursache für die Reduzierung des Festigkeitsabfalls liegt in der Rissbildung, die durch die äußere mechanische Belastung während der Erwärmung eine andere Struktur annimmt als bei unbelastet erwärmten Probekörpern. Dies konnte mit Hilfe zerstörungsfreier und zerstörender Prüfverfahren während und nach der Beanspruchung nachgewiesen werden. In den Ergebnissen der SEA und in den US-Messungen zeigte sich ab 300 °C bzw. 250 °C der Einfluss der mechanischen Belastung durch eine erhöhte SE-Aktivität bzw. US-Laufzeit als Folge verstärkter Rissbildung. Die Charakterisierung dieser Rissstrukturen wurde mittels US-Messungen mit direkter Ankopplung der Schallsensoren sowie mikroskopischen Untersuchungen nach der Beanspruchung vorgenommen. Dabei wurde gezeigt, dass die unbelastet erwärmten Probekörper eine gleichmäßige Ausrichtung der Risse in alle Richtungen aufweisen. Sofern die Probekörper jedoch belastet waren, sind die Risse ab einer Temperatur von 300 °C vorzugsweise in Richtung der äußeren mechanischen Belastung orientiert. Gleichzeitig wird die Anzahl der Risse quer dazu deutlich reduziert. Die Risse mit geometrischen Anteilen sowohl in Richtung der Belastung als auch quer dazu werden beim Bruchversuch als potentielle Scherflächen verstanden, welche die Festigkeit des Betons lokal herabsetzen. Da bei den mechanisch belastet erwärmten Probekörpern im Gegensatz zu den unbelastet erwärmten Probekörpern weniger potentielle Scherflächen vorhanden sind, werden auch der Widerstand des Probekörpers und damit die Festigkeit erhöht. Mit Hilfe der Untersuchungen zum Rissverhalten konnte somit gezeigt werden, dass die Reduzierung des Festigkeitsabfalls auf die Orientierung der Risse ab Temperaturen zwischen 200 °C und 300 °C zurückzuführen ist.

Beim E-Modul zeigt sich der Abfall mit steigender Temperatur ab 120 °C. Eine deutliche Reduzierung dieses Abfalls findet bereits bei 200 °C statt. Dafür sind im Wesentlichen Kriechprozesse verantwortlich, die bei äußerer mechanischer Belastung zu einer Verdichtung des Betongefüges führen. Dies konnte in den Verformungsmessungen während der Beanspruchung bestätigt werden. Bei höheren Temperaturen ist ebenso wie bei der Festigkeit die Orientierung der Risse als Folge der mechanischen Belastung für das Verhalten verantwortlich. Hierbei führt die Reduzierung der Rissbildung quer zur Belastungsrichtung und die damit verbundene Verdichtung des Betongefüges dazu, dass im Bruchversuch weniger Risse geschlossen werden müssen und somit geringere

Verformungen auftreten. Dies wiederum hat einen steileren Anstieg in den Spannungs-Dehnungs-Linien zur Folge.

Die Reduzierung der Bruchdehnung als Folge der mechanischen Belastung wird ebenso wie beim E-Modul durch das Verhindern von Rissen quer zur Belastungsrichtung und die damit verbundene Verdichtung des Betongefüges hervorgerufen.

Der **Einfluss hoher lokaler Temperaturgradienten** wurde an zylindrischen Probekörpern des Betons mit PP-Fasern mit einem Durchmesser von 100 mm und einer Aufheizrate von 15 K/min untersucht. Dabei zeigten sich sowohl in der Festigkeit, dem E-Modul und der Bruchdehnung als auch in den instationären Gesamtverformungen keine wesentlichen Unterschiede zu einer Aufheizrate von 1 K/min. Dennoch wiesen die Probekörper als Folge des hohen Temperaturgradienten über den Probekörperquerschnitt eine stärkere Schädigung in Form von signifikanten Längsrissen auf. Diese beeinflussen jedoch nicht signifikant das Festigkeits- und Verformungsverhalten des Betons. Da der Beton ohne PP-Fasern explosionsartig versagte, konnten diese Untersuchungen nur an den hochfesten Betonen mit PP-Fasern durchgeführt werden.

Das **Verformungsverhalten** des hochfesten Betons bei instationärer Temperaturbeanspruchung wurde sowohl mit als auch ohne PP-Fasern bei einer Aufheizrate von 1 K/min bezogen auf die Oberflächentemperatur untersucht.

Die thermische Dehnung steigt mit zunehmender Temperatur bis 200 °C kontinuierlich an. Zwischen 200 °C und 250 °C findet mit PP-Fasern eine Stagnation statt und erst nach 250 °C ein weiterer kontinuierlicher Anstieg. Diese Stagnation ist auf Schwindprozesse zurückzuführen, die der thermischen Dehnung entgegenwirken. Sie werden durch den beschleunigten Feuchtetransport des physikalisch gebundenen Wassers bzw. Wasserdampfes hervorgerufen. Denn zum einen bleibt die Stagnation bei den bei 105 °C vorgetrockneten Probekörpern aus. Zum anderen deuten die Messungen des Massenverlusts in diesem Temperaturbereich auf einen beschleunigten Feuchtetransport hin, der bis 250 °C in etwa der Menge des physikalisch gebundenen Wassers entspricht. Weiterhin geht dies mit erhöhter SE-Aktivität einher, die zumindest teilweise durch die Reibung des Wasserdampfes an den inneren Betonoberflächen beim Ausströmen aus dem Probekörper hervorgerufen wird. Dies konnte dadurch bestätigt werden, dass sich durch Reduzierung der Aufheizrate von 1 K/min auf 0,2 K/min die genannten charakteristischen Beobachtungen bei der thermischen Dehnung, der SE-Aktivität den US-Messungen und den Messungen des Massenverlusts alle in den Temperaturbereich zwischen 180 °C und 220 °C verschieben. Inwiefern Rissbildung eine weitere Ursache für die erhöhte SE-Aktivität in diesem Bereich ist konnte nicht abschließend geklärt werden. Es liegt jedoch nahe, dass beide Prozesse miteinander einhergehen.

Ohne PP-Fasern deutet der Massenverlust auf einen wesentlich langsameren Feuchtetransport des physikalisch gebunden Wassers bzw. Wasserdampfes hin, der damit auch erst bei höheren Temperaturen um 300 °C abgeschlossen ist. Dadurch ist auch die SE-Aktivität in diesem Temperaturbereich geringer, und die Schwindprozesse erfolgen nicht in dem Maße wie mit PP-Fasern. Aus diesem Grund wird in der thermischen Dehnung zwischen 200 °C und 250 °C bzw. 300 °C keine Stagnation in der thermischen Dehnung beobachtet.

Oberhalb von 250 °C bzw. 300 °C ist die thermische Dehnung des Betons mit PP-Fasern etwas geringer als ohne PP-Fasern, wobei die Differenz mit zunehmender Temperatur ansteigt und ab 600 °C besonders stark ausgeprägt ist. Die Ursache wird in der feineren Verteilung der Risse bei dem Beton mit PP-Fasern gesehen. Da die Faserräume

Sollbruchstellen im Betongefüge darstellen, können Eigenspannungen insbesondere infolge der unterschiedlichen Ausdehnung der Betonkomponenten durch viele kleine Mikrorisse abgebaut werden. Ohne PP-Fasern entstehen weniger aber größere Risse. Es wird daher angenommen, dass die gleichmäßige Verteilung der Risse insgesamt zu einer geringeren Ausdehnung des Probekörpers in axialer Richtung führt.

Die mechanischen Dehnungen beschreiben den Verformungsanteil, der unter instationärer Temperaturbeanspruchung durch die äußere mechanische Belastung hervorgerufen wird. Sie nehmen oberhalb von 300 °C sowohl mit als auch ohne PP-Fasern überproportional zu. Mit der SEA sowie den US-Messungen konnte gezeigt werden, dass dies mit zunehmendem Belastungsgrad mit einer stärkeren Rissbildung verbunden ist. Bei Belastungsgraden von $\alpha > 0{,}4$ findet bereits bei Temperaturen kleiner als 300 °C eine signifikante Schädigung statt, so dass die Probekörper frühzeitig versagen. Sofern der Belastungsgrad α den Wert 0,6 übersteigt, versagen die Probekörper sogar schon bei Temperaturen um 120 °C. Dies ist auf die Benetzung der inneren Betonoberflächen und die damit verbundene Reduzierung der Oberflächenenergie zurückzuführen.

Die mechanischen Dehnungen des Betons mit PP-Fasern sind insgesamt etwas höher als ohne PP-Fasern, wobei die Unterschiede unterhalb von 300 °C nur gering sind. Oberhalb von 300 °C werden sie jedoch mit zunehmender Temperatur größer. Zurückgeführt wird dieses auf die stärker ausgeprägte Rissbildung bei dem Beton mit PP-Fasern. Es sei jedoch angemerkt, dass der Vergleich nur bis zu einem Belastungsgrad von $\alpha = 0{,}1$ erfolgen konnte, da die Probekörper ohne PP-Fasern bei höheren Belastungsgraden und einer Aufheizrate von 1 K/min bei einer Temperatur von 325 °C explosionsartig versagten.

5 Bauteiluntersuchungen an Stahlbetonstützen aus hochfestem Beton unter Brandbeanspruchung

Zur Untersuchung des Brandverhaltens wurden zwei Stahlbetonstützen aus hochfestem, faserbewehrten Beton im Stützenprüfofen der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung geprüft, von denen die Ergebnisse einer Stütze im Folgenden dargestellt wird. Für die Ergebnisse der anderen Stütze wird auf *Huismann und Korzen* [55] verwiesen. Ziel war es eine Grundlage für die Validierung der Simulationsrechnungen zu schaffen. Um dafür die Materialkennwerte aus den thermomechanischen Untersuchungen (siehe Kapitel 4.6) verwenden zu können, kam die gleiche Betonrezeptur des hochfesten Betons mit PP-Fasern (Serie HU10) zum Einsatz. Im Weiteren sollte die Rissbildung infolge thermomechanisch induzierter Eigenspannungen mit zerstörungsfreier Prüftechnik charakterisiert werden.

5.1 Prüfprogramm

5.1.1 Probekörper

Die Stütze hatte einen quadratischen Querschnitt mit 300 mm Kantenlänge und eine Höhe von 3,60 m. Die vier 25 mm starken Längsbewehrungsstäbe mit einem Achsabstand von 50 mm wurden vor dem Betonieren an 30 mm dicke Kopfplatten angeschweißt (siehe Bild 5.1). Insgesamt wurden 40 Thermoelemente vom Typ K in sechs Ebenen über die Höhe des Probekörpers angeordnet. Sie waren zum Teil an die Bewehrung angeschweißt und befanden sich zum Teil im Beton. Die Bügelbewehrung hatte einen Durchmesser von 10 mm und einen Abstand untereinander von 300 mm bzw. 150 mm in den Lasteinleitungsbereichen. Sie wurden mit 135 ° Endhaken verankert.

Die Betonrezeptur ist Kapitel 4.2.1 und die Frisch- und Festbetoneigenschaften Anhang A zu entnehmen. Die Betonage erfolgte in einem 500 Liter Mischer. Der Beton erreichte nach 28 Tagen eine Würfeldruckfestigkeit (100 mm Würfel) von 117,0 MPa. Nach *DIN EN 1992-1-1* [25] entspricht das einer charakteristischen Druckfestigkeit von f_{ck} = 90 MPa. Im Alter von 152 Tagen erfolgte die Prüfung der Stützen. Dabei lag die Festigkeit bei 124,4 MPa (100 mm Würfel) und der Feuchtegehalt bei 4,3 M-%.

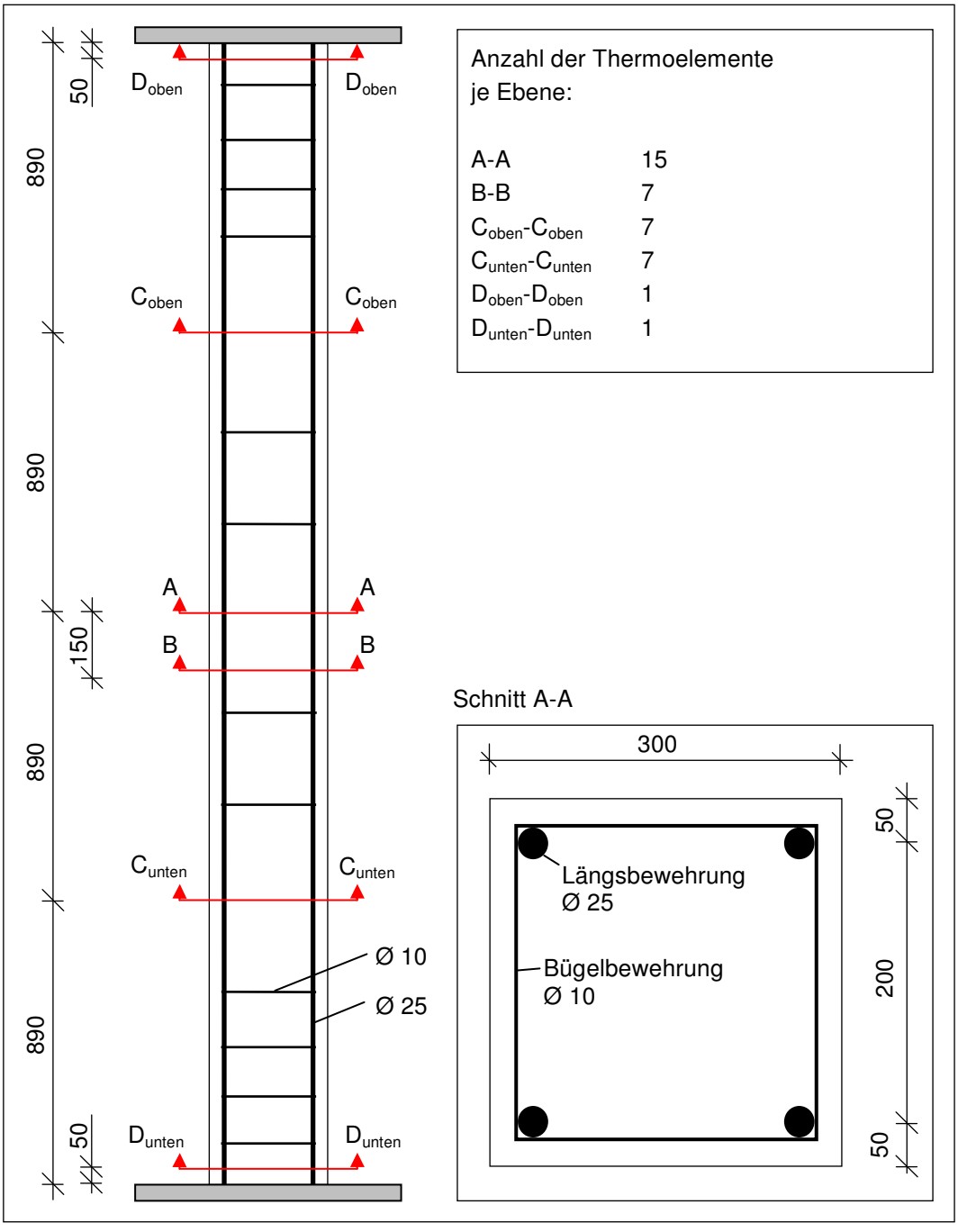
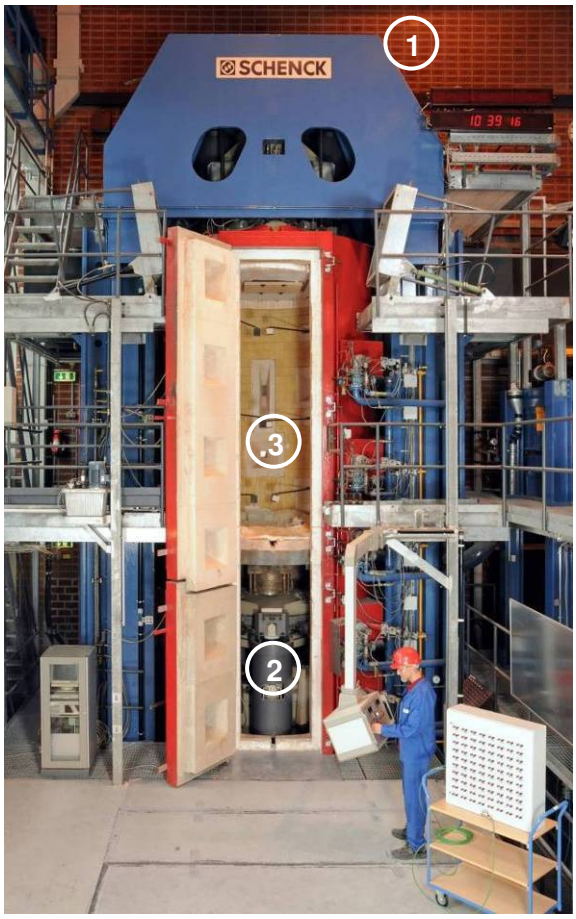


Bild 5.1: Konstruktive Ausbildung der Stütze

5.1.2 Stützenprüfofen

Die Prüfeinrichtung besteht aus der mechanischen Einheit, d. h. dem Lastrahmen und den Hydraulikzylindern, und aus dem Ofen, der in der hier angewandten Konfiguration mit 6 Öl-Brennern betrieben wird. Bild 5.2 zeigt eine Ansicht der Prüfeinrichtung von der Ostseite. Mit der mechanischen Einheit können axiale Kräfte von bis zu 6300 kN sowie eine horizontale Verschiebung am Stützenkopf und Verdrehungen an beiden Stützenenden vorgegeben werden. Die Temperatur des Brandraumes wird gemäß *DIN EN 1363-1* [23] mit Hilfe von Plattenthermometern, die sich im Abstand von 100 mm von der Probekörperoberfläche

befinden, gesteuert. Im Rahmen dieser Untersuchungen wurden eine axiale Kraft eingeprägt und die horizontalen Verschiebungen sowie die Verdrehungen an den Stützenenden behindert.



1 Lastrahmen
2 Untere Hydraulikzylinder
3 Brandraum

Bild 5.2: Stützenprüfofen von der Ostseite

5.1.3 Durchführung der Prüfungen

Die Prüfung wurde mit einer vierseitigen Beflammung gemäß der Einheits-Temperaturzeitkurve (siehe Bild 2.27) und den Anforderungen gemäß *DIN EN 1363-1* [23] und *DIN EN 1365-4* [24] durchgeführt. Die nach *DIN EN 1363-1* zulässigen Toleranzbereiche wurden während des Versuchs stets eingehalten. Die Lagerung der Stütze erfolgte zentrisch mit beidseitiger Einspannung an den Stützenenden. Die Prüflast während der Beflammung betrug 3200 kN, was einem Lastausnutzungsgrad von 0,7 bezogen auf die rechnerische Traglast nach *DIN EN 1992-1-1* [25] entspricht (siehe Anhang C).

5.2 Versuchsergebnisse

5.2.1 Temperaturen

Die Ergebnisse der Temperaturmessungen sind in Bild 5.3 und Bild 5.4 exemplarisch für die einzelnen Messpunkte in den Ebenen A - A und B - B dargestellt. In der Ebene A - A liegt im Gegensatz zur Ebene B - B ein Bügel. Die Temperaturmesswerte in den Ebenen C_{oben} - C_{oben} und C_{unten} - C_{unten} sind Anhang D zu entnehmen.

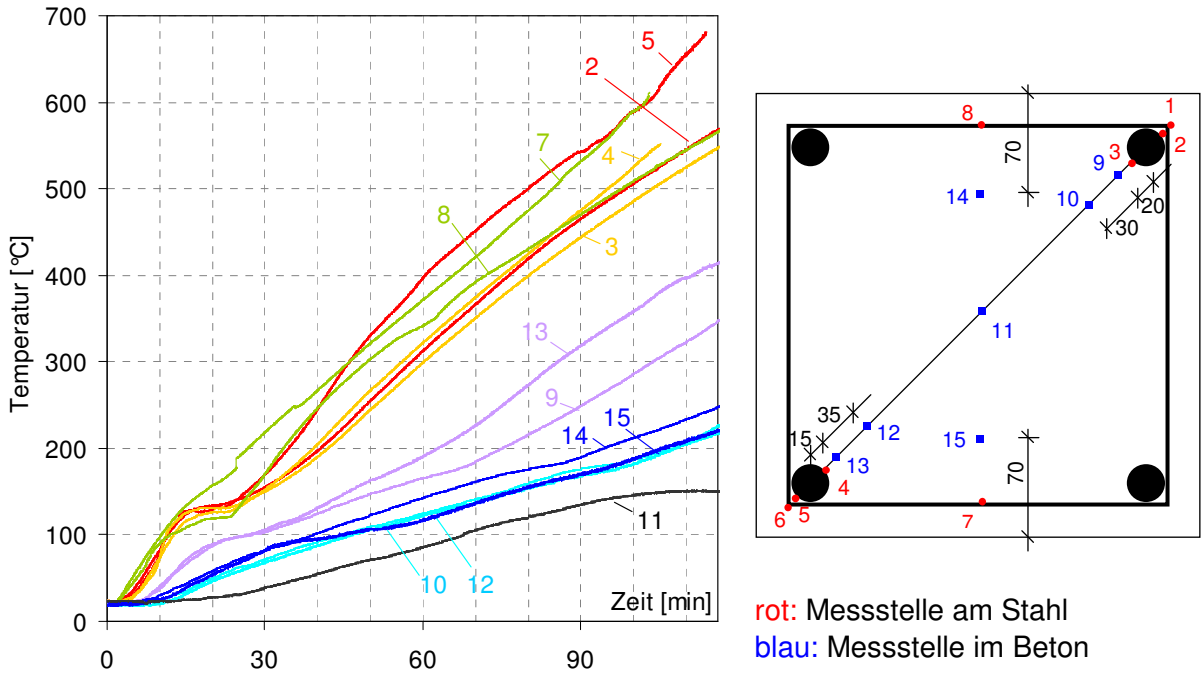


Bild 5.3: Temperaturen in Schnitt A - A

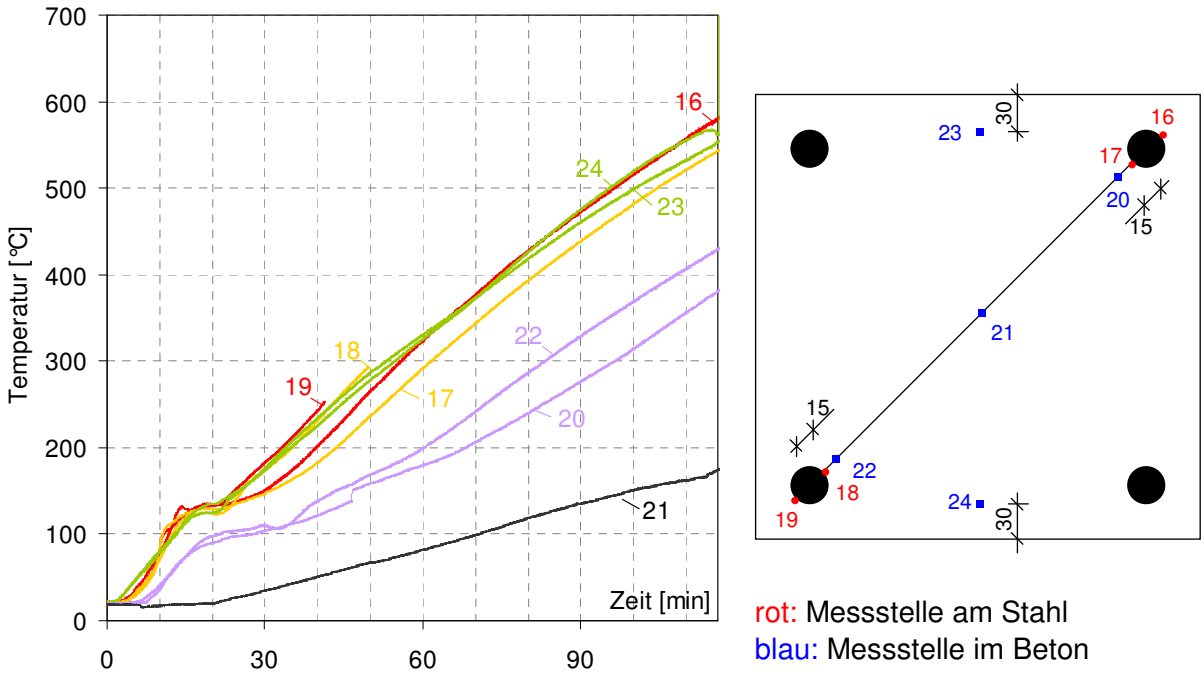


Bild 5.4: Temperaturen in Schnitt B - B

Einige Thermoelemente sind während des Versuches abgerissen, sodass diese Daten nicht für die Auswertung zur Verfügung stehen.

Über die Höhe der Stütze sind zwischen den Temperaturen der Messstellen in jeweils gleicher Querschnittslage nur geringe Unterschiede festzustellen. Die Differenzen der Temperaturen von innerhalb einer Ebene symmetrisch angeordneten Messstellen sind auf Positionierungsfehler der jeweiligen Elemente bzw. des Bewehrungsstahls zurückzuführen.

Die Temperaturen in dem äußeren Bereich des Stützenquerschnitts bis zu einer Tiefe von 70 mm zeigen zwischen 100 °C und 130 °C eine vorübergehende Stagnation in ihrem Anstieg. In Querschnittsmitte liegt dieser Bereich bei 160 °C. Die Ursache für diese vorübergehende Stagnation ist die Phasenumwandlung des Wassers aus der flüssigen in die gasförmige Phase. Da der Dampfdruck im Beton höher als der Atmosphärendruck ist, ist die Phasenumwandlung zu höheren Temperaturen verschoben. Mit Hilfe von Sättigungsdampfdruckkurven nach *Schmidt* [101] kann der Wasserdampfdruck im Bauteil angegeben werden. Dieser beträgt in Querschnittsmitte 0,62 MPa und in den äußeren Bereichen 0,10 MPa bis 0,27 MPa. Eine weitere Ursache für die vorübergehende Stagnation ist der Feuchtetransport des entweichenden Wassers bzw. Wasserdampfes. Dieser bewirkt eine Wärmeabfuhr und damit eine vorübergehende Reduzierung des Temperaturanstiegs.

Zum Zeitpunkt des Versagens betrugen die Temperaturen in der Längsbewehrung in allen Ebenen im Mittel ca. 600 °C und 160 °C in der Querschnittsmitte der Betonstütze.

5.2.2 Verformungen und Kräfte

Die axiale Verschiebung der Stütze am Stützenfuß sowie die äußere Kraft ist über die Dauer des Brandversuchs in Bild 5.5 dargestellt. Die Anfangsverformungen zu Beginn des Brandversuchs sind dabei abgezogen. Bis zur 30. Minute wurde eine axiale Verschiebung entgegen der äußeren Belastung beobachtet. Darüber hinaus verkürzte sich die Stütze mit fortschreitender Versuchsdauer. In der 116. Minute fiel die Kraft plötzlich ab und die Verschiebung nahm ebenso schlagartig zu.

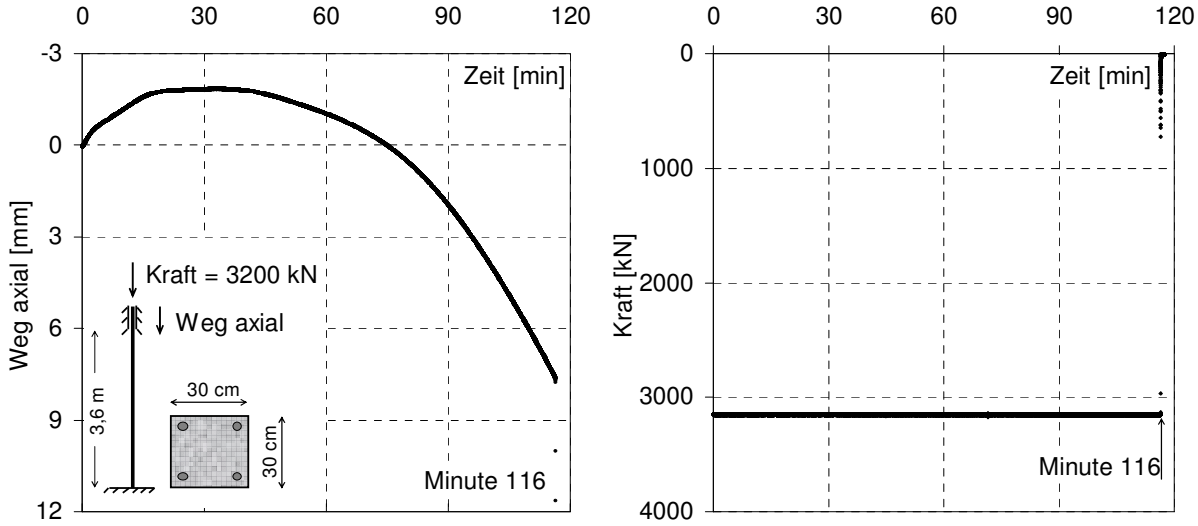


Bild 5.5: Axiale Verschiebung (links) und Kraft (rechts) der Stütze

5.2.3 Versagen

Das Versagen der Stahlbetonstütze wird im Folgenden durch den Zeitpunkt des Tragfähigkeitsverlustes definiert, bei dem die äußere Kraft schlagartig abfällt und die Verschiebungen eine hohe Geschwindigkeit annehmen. Es trat in der 116. Minute in Form von Querschnittsversagen ein. Bild 5.6 zeigt dazu Ausschnitte vor, während und nach diesem Vorgang. Darin zeigt sich ebenso wie in Bild 5.7, dass der Betonquerschnitt abscherte und die Längsbewehrungsstäbe ausknickten.

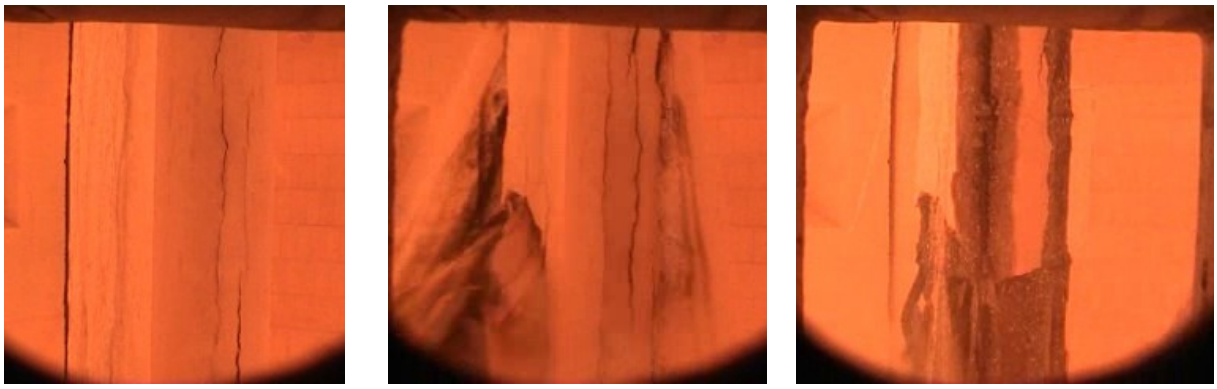


Bild 5.6: Versagen der Stütze in der 116. Minute (Blick von Nord-West)

Es kann davon ausgegangen werden, dass es sich um Querschnittsversagen und nicht um Stabilitätsversagen handelt, da die gemessenen Momente am Stützenkopf bzw. -fuß bis kurz vor dem Versagen zeitlich nahezu konstant waren.

Das Versagen der Stütze wurde vor allem in Stützenmitte von einem Abfallen der Betondeckung bis auf die Bewehrung begleitet (siehe Bild 5.7 und Bild 5.8). An den Stellen des Probekörpers, wo noch teilweise die äußeren Betonschichten vorhanden sind, ist ein durchgehender ebener Riss zu erkennen (siehe Bild 5.7). Es bleibt somit ein innerer Kernquerschnitt stehen, der durch einen derartigen Riss von der äußeren Betonschicht getrennt ist. Der äußere Bereich, scheint keinen Beitrag mehr am Lastabtrag zu leisten.

Bild 5.7: Bruchbereich in Stützenmitte (Westseite)

Bild 5.8: Ansicht der Stütze außerhalb des Bruchbereichs (Ostseite)

5.2.4 Vergleich mit Experimenten aus der Literatur

Ein Vergleich mit anderen Experimenten aus der Literatur ist nur bedingt möglich, da sich neben dem Beton auch die statischen und geometrischen Randbedingungen der einzelnen Stützenversuche unterscheiden. Dennoch sind die Ergebnisse hinsichtlich der Verformungen und des Versagens der Stütze durchaus plausibel mit den Versuchsergebnissen aus [22, 39, 83].

5.3 Untersuchung der brandbeanspruchten Stütze mit 3D-Computertomographie

Bei den äußeren Betrachtungen der brandbeanspruchten Stütze war außerhalb des versagten Bereiches ansatzweise die Ausbildung konzentrischer Risse über den Stützenquerschnitt erkennbar. Mittels 3D-Computertomographie (3D-CT) wurden das innere Gefüge und dessen Schädigungsfortschritt in Form von Rissen zerstörungsfrei visualisiert.

Der Messaufbau der 3D-CT besteht aus einem 12 MeV Linearbeschleuniger als Strahlenquelle, dem 1200 x 1200 Pixel Flächendetektor, dem Drehtisch sowie dem Prüfobjekt (siehe Bild 5.9). Die Durchstrahlungsprüfung selbst basiert hier auf der unterschiedlichen Schwächung der hochenergetischen Röntgenstrahlung durch Dichte- und Dickenunterschiede im Prüfobjekt, was zu verschieden starker Röntgenabsorption führt. Auf Grund der Größe des Prüfobjekts war zur Durchstrahlung ein Linearbeschleuniger als Strahlenquelle erforderlich.

Das Messprinzip der 3D-CT beruht auf der Durchstrahlung des Prüfobjektes aus unterschiedlichen Betrachtungswinkeln über den gesamten Objektumfang. Im vorliegenden Fall wird dies durch die Drehung des Prüfkörpers um 360 ° in Schritten mit je 0,5 ° realisiert. Aus der Vielzahl der so gewonnenen Einzelbilder wird anschließend mittels spezieller Rekonstruktionsalgorithmen die räumliche Verteilung der Absorptionskoeffizienten im Prüfobjekt ermittelt. Daraus wiederum können Rückschlüsse auf die radiografische Dichte und somit auf die innere Struktur im Prüfobjekt gezogen werden. Die Größe der Volumenelemente (Voxel), denen die Absorptionskoeffizienten als Grauwerte zugeordnet werden, wird von der Ortsauflösung bestimmt und beträgt bei diesem Prüfobjekt 0,3 mm. Das bedeutet, dass Risse mit Rissweiten ab 0,3 mm aufgelöst werden können.

1 Stütze
2 Linear-beschleuniger
3 Detektor
4 Drehtisch

Bild 5.9: Versuchseinrichtung zur Computertomographie mit Linearbeschleuniger als Strahlenquelle

Die Ergebnisse der tomographischen Aufnahmen sind für die in Bild 5.10 beschriebenen Schnitte in Bild 5.11 und Bild 5.12 für den oberen Teil der Stütze dargestellt.

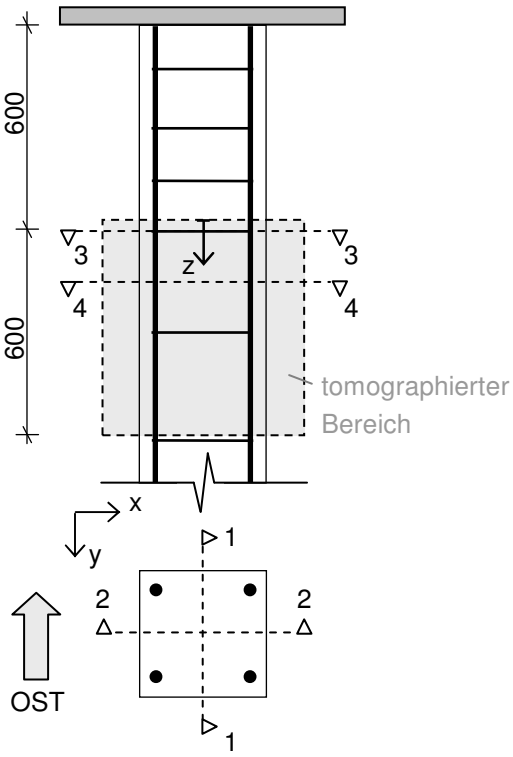
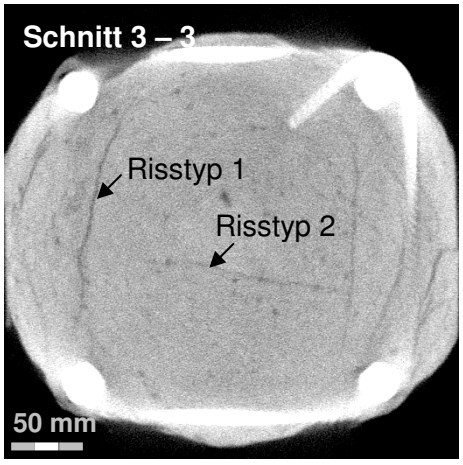


Bild 5.10: Detail des oberen Stützenabschnitts



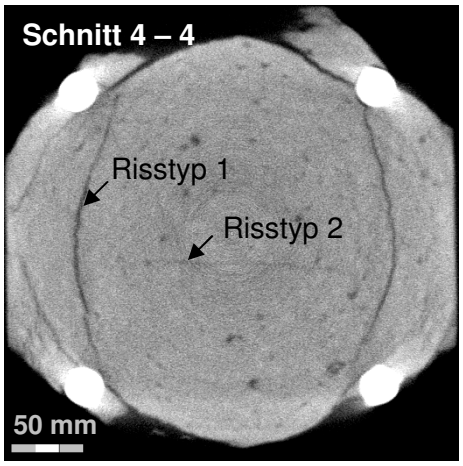
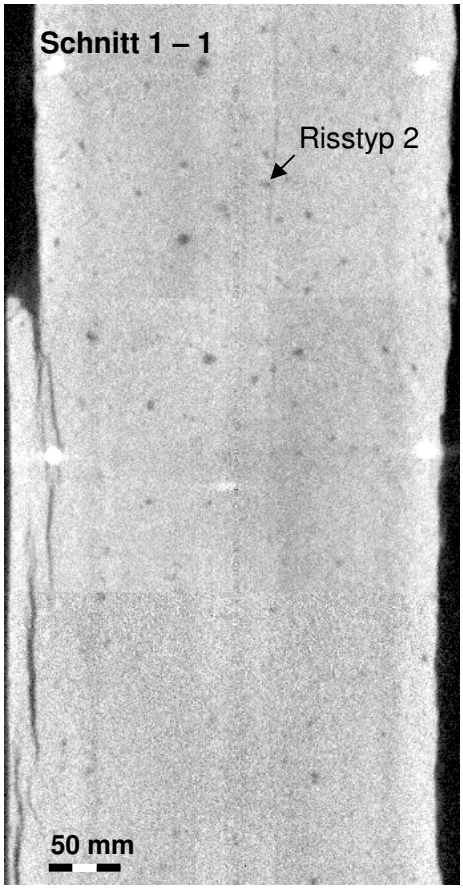


Bild 5.11: Schnitt 3 – 3 (oben) und Schnitt 4 – 4 (unten)



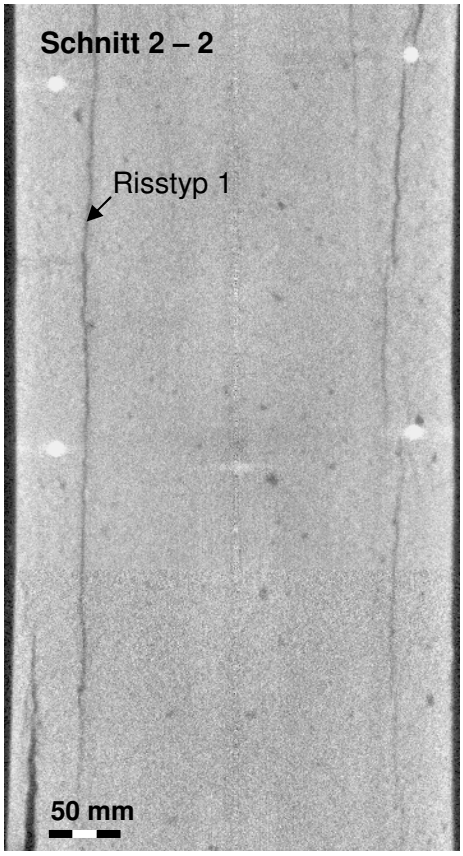


Bild 5.12: Schnitt 1 - 1 (oben) und Schnitt 2 – 2 (unten)

Die Stütze ist stark mit Rissen durchzogen. Diese werden nachfolgend in zwei verschiedenen Risstypen unterteilt. Die Risse des Typs 1 sind konzentrisch bzw. elliptisch in der Querschnittsebene angeordnet und verlaufen in der Nähe die Längsbewehrung. Sie ziehen sich über die gesamte Höhe der Stütze durch. Die Risse des Typs 2 verlaufen gerade durch die Querschnittsmitte aber nicht über die gesamte Höhe der Stütze, sondern nur in einem Teilbereich. Aus diesem Grund werden sie als Sonderfall angesehen und nachfolgend nicht weiter betrachtet.

Die Entstehung der Risse des Typs 1 wird auf hohe radiale Zugspannungen in der Querschnittsebene in der Nähe der Längsbewehrung zurückgeführt. Weiterhin werden irreversible Verformungen der Längsbewehrung als Ursache gesehen.

Die Zugspannungen lassen sich mit Hilfe einer numerischen Berechnung aufzeigen. Dazu wurde ein viertel des Stützequerschnitts unter Berücksichtigung der Symmetriebedingungen betrachtet. Das Material wurde als elastisch angenommen, wobei der E-Modul entsprechend Kapitel 6.1.2 temperaturabhängig formuliert wurde. Die so berechneten Hauptzugspannungen sind in Bild 5.13 dargestellt. Bereits nach wenigen Minuten bilden sich hohe Zugspannungen in der Nähe der Längsbewehrung aus. Da diese die Zugfestigkeit des Betons überschreiten, muss es unter den getroffenen Annahmen zu Rissbildung senkrecht zu den Hauptzugspannungen in diesem Bereich kommen, was den Beobachtungen in Bild 5.11 entspricht.

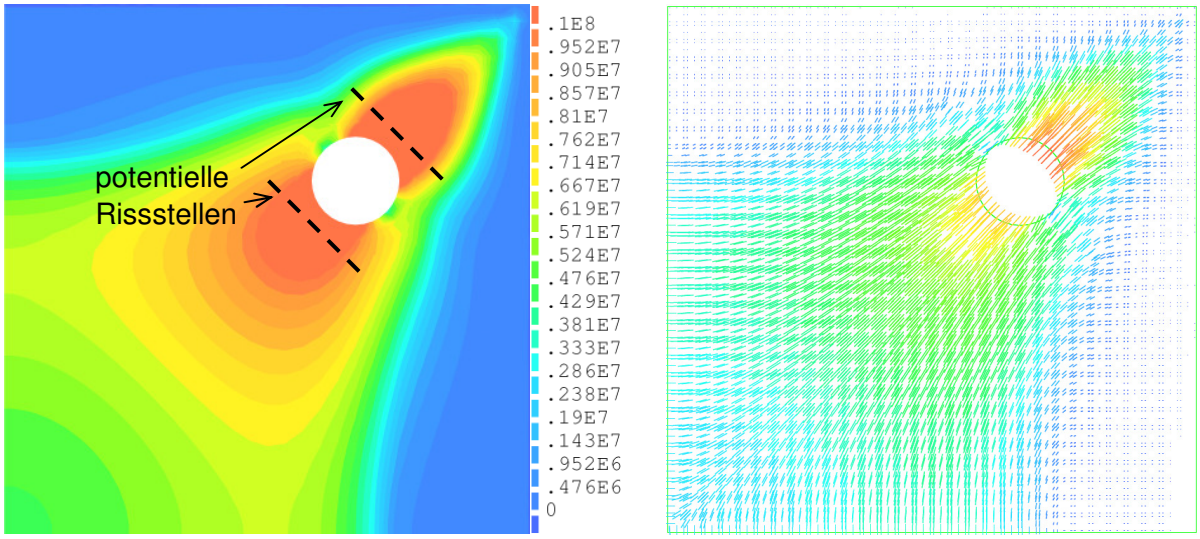


Bild 5.13: Hauptzugspannungen im ungerissenen Zustand (links) und den dazugehörigen Richtungen (rechts) nach 5 Minuten Brandbeanspruchung

Allerdings ist damit noch nicht die Rissbildung zwischen der Längsbewehrung erklärt. Diese wird auf irreversible Verformungen der Längsbewehrung zurückgeführt. Denn nach der Brandbeanspruchung zeigte diese zwischen der Bügelbewehrung eine Achsabweichung e von bis zu 3 mm (siehe Bild 5.14). Da die Bewehrung in den Beton eingebettet ist, bewirken derartige Verschiebungen infolge der dabei auftretenden Spannungen die Fortpflanzung bereits vorhandener Risse. Hierbei pflanzen sich vor allem die Risse, die sich in der Nähe der Längsbewehrung befinden, fort. Sie verbinden sich zu einem zusammenhängenden Riss, der zwischen der Längsbewehrung und über die gesamte Höhe der Stütze verläuft.

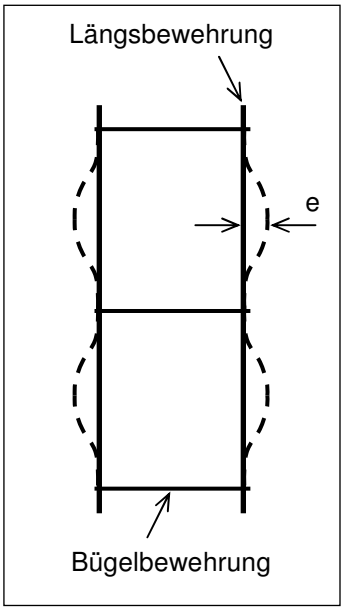


Bild 5.14: Bleibende Verformungen der Längsbewehrung

5.4 Zusammenfassung der Bauteiluntersuchungen

Im Rahmen der Bauteiluntersuchungen wurde eine Stahlbetonstütze aus hochfestem Beton mit PP-Fasern im Stützenprüfofen geprüft. Die Beanspruchung erfolgte unter konstanter mechanischer Belastung und Beflammung gemäß der ETK. Dabei konnten durch den Einsatz von 2 kg/m^3 Polypropylenfasern im Beton explosionsartige Abplatzungen verhindert werden. Das Versagen der Stütze trat schlagartig in der 116. Minute ein.

Die Plausibilität der Versuchsergebnisse können trotz eingeschränkter Vergleichbarkeit mit Versuchen auf internationaler Ebene gezeigt werden. Somit können die Ergebnisse zur Validierung des in Kapitel 6 zu entwickelnden Materialmodells herangezogen werden.

Nach der Feuerwiderstandsprüfung erfolgte eine computertomographische 3D-Aufnahme der Stütze außerhalb der Versagensbereiche. Hierbei wurde eine konzentrische Rissbildung im Querschnitt beobachtet, die im Wesentlichen in der Nähe der Längsbewehrung verläuft und sich über die gesamte Höhe der Stütze durchzieht. Sie trennt den äußeren Teil vom inneren Kern. Dieser trägt maßgebend zum Lastabtrag bei. Der äußere Teil ist stark geschädigt und haftet teilweise nur an der Bewehrung, sodass ein Lastabtrag über den Beton nur sehr bedingt möglich ist.

6 Numerische Simulation

Im Rahmen dieses Kapitels wird das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonstützen aus hochfestem Beton unter Brandbeanspruchung rechnerisch beschrieben. Zunächst wird dazu ein Materialmodell entwickelt, welches durch die in den Baustoffuntersuchungen ermittelten Materialparameter gekennzeichnet ist. Die Validierung erfolgt anhand der Ergebnisse der instationären Kriechversuche sowie des Bauteilversuchs.

6.1 Materialmodellierung

6.1.1 Thermisch

Die temperaturabhängigen thermischen Materialparameter für den Beton werden dem Eurocode 2 Teil 1-2 [27] entnommen und durch Vergleichsrechnungen hinsichtlich der Messergebnisse optimiert. Die daraus abgeleiteten Materialparameter sind Bild 6.1 zu entnehmen. Sie sind ferner in Anhang F analytisch angegeben.

Für die Wärmeleitfähigkeit λ wird die untere Grenze des Eurocode 2 gewählt wobei λ unterhalb von 200 °C erhöht wird. Die spezifische Wärmekapazität c_p wird in dem Bereich zwischen 100 °C und 200 °C ebenfalls leicht verändert. Hintergrund dieser Veränderungen sind die Beobachtungen in den Baustoff- und Bauteiluntersuchungen bei instationärer Temperaturbeanspruchung. Dabei zeigte sich, dass die Temperaturen zwischen 100 °C und 200 °C stark von dem Feuchtehaushalt beeinflusst werden. Bei den Veränderungen der Materialparameter gegenüber dem Eurocode 2 werden jedoch die Grenzen vorhandener Literaturwerte [105] berücksichtigt.

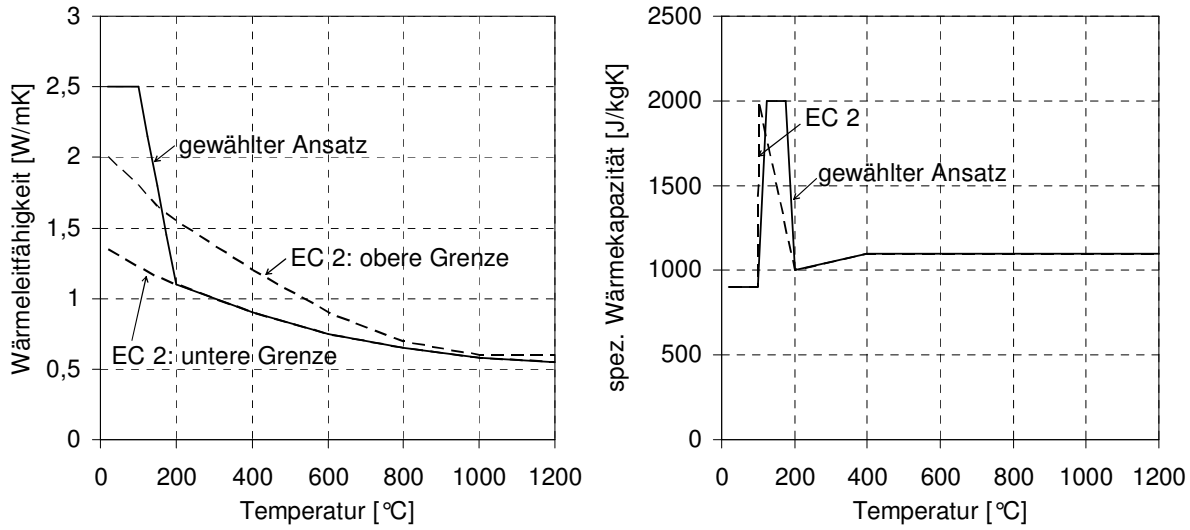


Bild 6.1: Gewählter Ansatz für die Wärmeleitfähigkeit (links) und spezifische Wärmekapazität (rechts)

Die temperaturabhängige Dichte wird ohne Modifikation dem Eurocode 2 entnommen und ist in Bild 6.2 dargestellt. Sie beträgt bei 20 °C ca. 2400 kg/m^3.

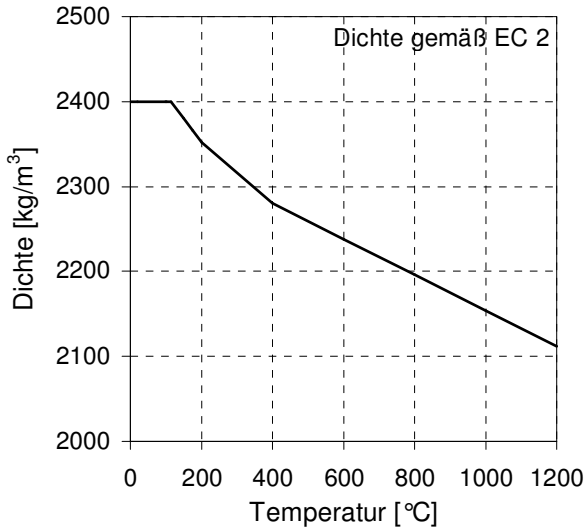


Bild 6.2: Dichte des Betons gemäß Eurocode 2

Mit den in Bild 6.1 und Bild 6.2 dargestellten Materialkennwertfunktionen ergaben sich die geringsten Differenzen zwischen den gemessenen und berechneten Temperaturen. Die Ergebnisse dieser Berechnungen sowie die gemessenen Temperaturen sind in Bild 6.3 vergleichend dargestellt. Dabei sind die gemessenen Temperaturen als Mittelwerte aus mehreren Messstellen in verschiedenen Ebenen der Stütze jedoch mit jeweils gleicher Position im Querschnitt angegeben.

Die Differenz zwischen den gemessenen und berechneten Temperaturen an der Messstelle T_{B1} ist im Rahmen der Streuungen der einzelnen Messwerte zu vernachlässigen. Denn da in dem Bereich nahe der Längsbewehrung hohe lokale Temperaturgradienten auftreten, bewirken bereits geringe Positionierungsfehler hohe Temperaturunterschiede.

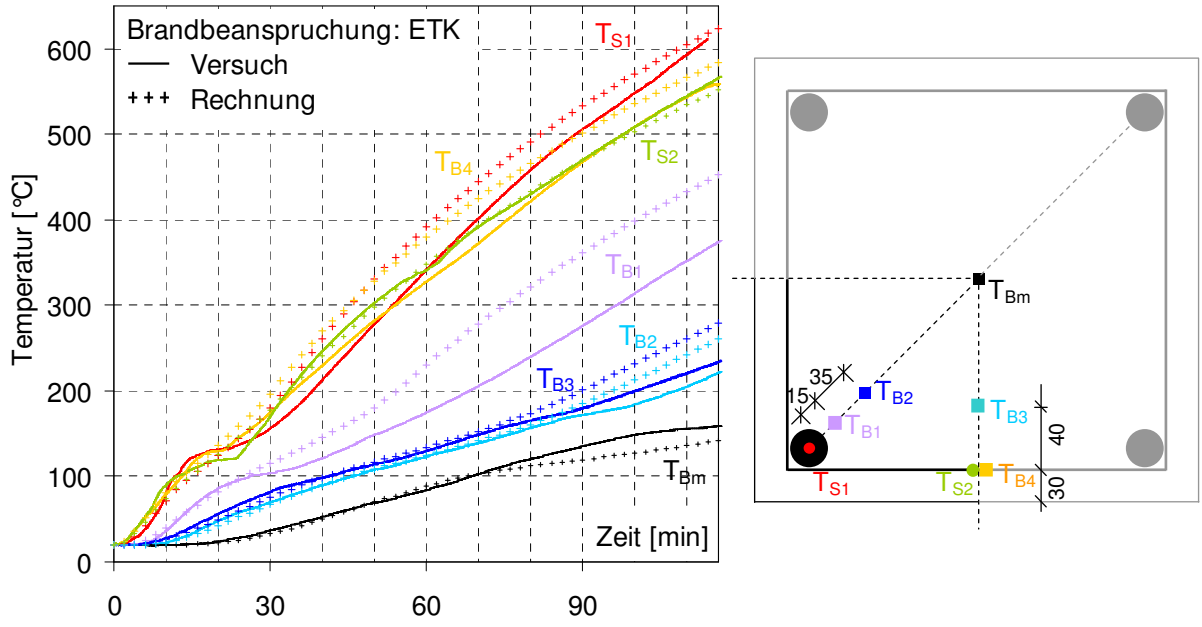


Bild 6.3: Vergleich der berechneten und gemessenen Temperaturen in der Stütze

Der Vergleich der gemessenen und berechneten Temperaturen an den Zylindern (siehe Kapitel 4.3) ergaben allerdings größere Abweichungen (siehe Anhang E) vor allem in dem Temperaturbereich, indem das physikalisch gebundene Wasser verdampft und aus dem Probekörper entweicht. Dies erfolgt bei dem Zylinder mit einer Aufheizrate von 1 K/min deutlich langsamer als bei der Stütze, sodass sich mit jeweils gleichen Materialparametern die berechneten Temperaturen unterschiedlich stark von den experimentellen Temperaturwerten unterscheiden.

Für den Betonstahl werden die thermischen Materialparameter ohne Modifizierungen dem Eurocode 2 entnommen.

Der Wärmeübergang bei der Brandbeanspruchung erfolgt über Strahlung und Konvektion. Der konvektive Anteil ergibt sich nach Gleichung (6.1) und der Strahlungsanteil nach Gleichung (6.2) (siehe *DIANA User's Manual* [15]).

$$q_c = \alpha_c \cdot (T_S - T_F)^N \tag{6.1}$$

$$q_R = \varepsilon \cdot \sigma \cdot \left(T_F^4 - T_S^4\right) \tag{6.2}$$

mit α_c Wärmeübergangskoeffizient

$\alpha_c = 25 \frac{W}{m^2 K}$ nach Eurocode 2

N Exponent für den konvektiven Wärmeübergang (1,0)

T_F Brandraumtemperatur (ETK)

T_S Oberflächentemperatur

ε Emmissivität

$\varepsilon = 0{,}7$ nach Eurocode 2

σ Stefan-Boltzmann Konstante

$\sigma = 5{,}67 \cdot 10^{-8} \cdot \frac{W}{m^2 K}$

$20\ °C \leq T \leq 1200\ °C$

6.1.2 Mechanisch

Zur Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens des Betons unter instationärer Erwärmung wird das Materialverhalten in Form von rechnerischen Spannungs-Dehnungs-Linien abgebildet. Grundlage dafür sind die in Kapitel 4 ermittelten Materialkennwertfunktionen.

Für die Entwicklung der rechnerischen Spannungs-Dehnungs-Linien im Druckbereich wird die von *Thorenfeldt* [117] vorgestellte Gleichung (6.3) zugrunde gelegt, die auch für hochfesten Beton als geeignet nachgewiesen wurde. Sie entspricht im Wesentlichen der in Teil 1-2 des Eurocode 2 [27] vorgeschlagenen Beziehung entsprechend Gleichung (2.5), wobei dort in Anlehnung an *Schneider* [104] der Wert n = 3 gesetzt wurde und $\varepsilon_{c1}(T)$ direkt angegeben wird. Der Parameter k charakterisiert den Nachbruchbereich der Spannungs-Dehnungs-Linie. Er ist jedoch von untergeordneter Bedeutung, da der Nachbruchbereich der Spannungs-Dehnungs-Linien gemäß *Richter* [90, 91] das Tragverhalten nur unwesentlich beeinflusst.

$$\sigma = f_c \cdot \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1}} \cdot \frac{n}{n - 1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1}}\right)^{nk}} \tag{6.3}$$

mit $$\varepsilon_{c1}(T) = \frac{f_c(T)}{E(T)} * \frac{n(T)}{n(T) - 1} \tag{6.4}$$

$$n(T) = 0{,}80 + \frac{f_c(T)}{17} \tag{6.5}$$

$$k(T) = \begin{cases} 1 & \text{für} \quad \varepsilon_{c1}(T) > \varepsilon(T) > 0 \\ 0{,}67 + \frac{f_c(T)}{62} & \text{für} \quad \varepsilon(T) \geq \varepsilon_{c1}(T) \end{cases} \tag{6.6}$$

$20\ °C \leq T \leq 1200\ °C$

$25\ MPa \leq f_c(T) \leq 110\ MPa$

Die Bruchdehnung ε_{c1} (T) wird neben der Temperatur T durch die Druckfestigkeit f_c (T) und den E-Modul E (T) bestimmt. Somit stellen der E-Modul und die Druckfestigkeit die charakteristischen Parameter des Modells dar.

Der E-Modul ist durch die Tangente im Koordinatenursprung der Spannungs-Dehnungs-Linien definiert. Er wird anhand der Verformungen aus den instationären Kriechversuchen bestimmt. Dazu werden für verschiedene Temperaturen T_i die mechanischen Dehnungen ε_m mit den dazugehörigen Spannungen aus den instationären Kriechversuchen (siehe Kapitel 4.6.2) in ein Spannungs-Dehnungs-Diagramm übertragen. Der E-Modul für die Temperatur T_i wird dann so gewählt, dass die entsprechende Spannungs-Dehnungs-Linie durch die Spannungs- und zugehörigen Dehnungspunkte verläuft. Das prinzipielle Vorgehen ist in Bild 6.4 dargestellt. Durch diesen Ansatz werden sämtliche Verformungen implizit in den rechnerischen Spannungs-Dehnungs-Linien erfasst. Das Ergebnis des auf diese Weise bestimmten E-Moduls ist in Bild 6.5 graphisch ausgewertet und mit dem E-Modul, der sich

nach Gleichung (6.3) mit den Materialkennwerten des Eurocode 2 ergibt, verglichen. Dabei zeigt sich bereits, dass in dem Temperaturbereich zwischen 100 °C und 500 °C der Eurocode 2 das Materialverhalten wesentlich steifer abbildet als in den eigenen Versuchen gemessen.

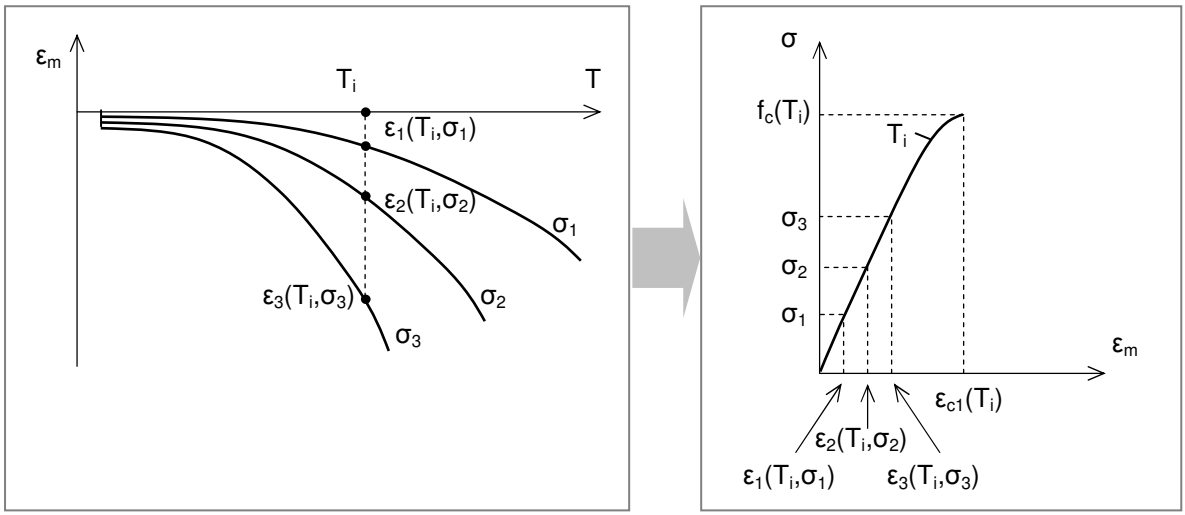


Bild 6.4: Entwicklung der Spannungs-Dehnungs-Linien aus den nach Gleichung (2.3) berechneten mechanischen Dehnungen

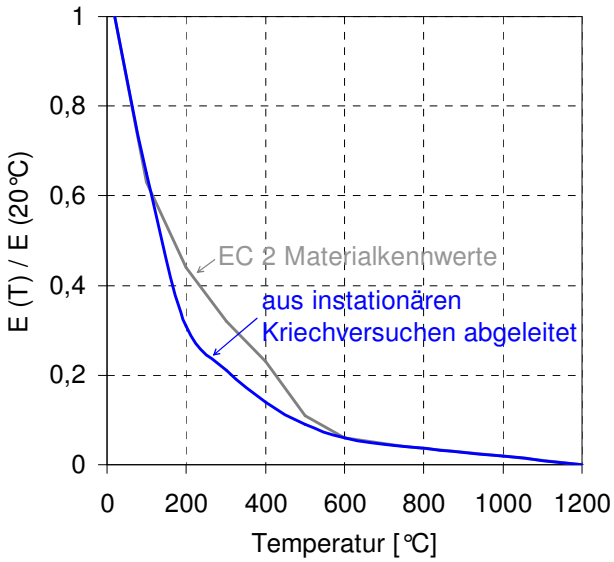


Bild 6.5: Aus den instationären Kriechversuchen abgeleiteter E-Modul im Vergleich zum E-Modul, der sich nach Gleichung (6.3) mit den Materialkennwerten des Eurocode 2 ergibt

Für den temperaturabhängigen Verlauf der Druckfestigkeit wurden in Kapitel 4 verschiedene Funktionen experimentell ermittelt, die sich im Wesentlichen durch die Art der Prüfung unterscheiden. Sie sind in Bild 6.6 dargestellt. Die Funktionen f_c (stationär, $\alpha = 0$) und f_c (stationär, $\alpha = 0{,}2$) ergaben sich aus den Druckversuchen unter stationären Temperaturen (siehe Kapitel 4.6.1.1), wobei α den Belastungsgrad während der Erwärmung darstellt. Demgegenüber wurde die Funktion f_c (instationär) aus den instationären Kriechversuchen bestimmt, in denen die Probekörper unter konstanter Last bis zum Versagen erwärmt wurden (siehe Kapitel 4.6.2.5).

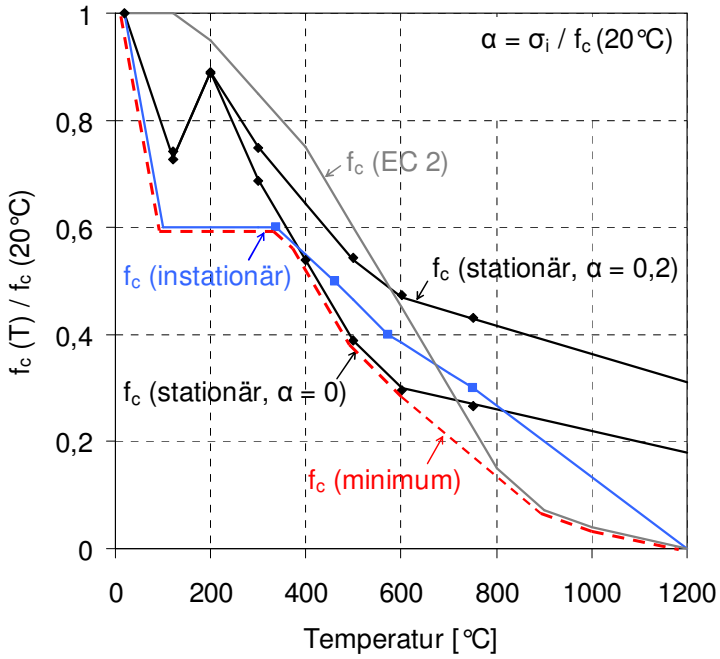


Bild 6.6: Relative temperaturabhängige Festigkeiten für verschiedene Materialgesetze

Weiterhin sind in Bild 6.6 die im Eurocode 2 angegebenen Werte f_c (T) für Normalbeton mit quarzitischer Gesteinskörnung sowie eine Minimumfunktion f_c (minimum) aus allen anderen Funktionen dargestellt. Die Funktion f_c (minimum) entspricht bis ca. 400 °C der Funktion f_c (instationär) und zwischen 400 °C und 600 °C der Funktion f_c (stationär, α = 0). Bei Temperaturen oberhalb von 600 °C geht sie in die Funktion aus dem Eurocode über und liegt damit unterhalb der experimentellen Funktionen. Sie wird dennoch im Rahmen der numerischen Simulationsrechnungen der brandbeanspruchten Stütze herangezogen. Dies wird damit begründet, dass die äußeren Bereiche der Stütze in diesem Temperaturbereich lagen und durch eine besonders starke Rissbildung zusätzlich geschwächt waren.

Die Eignung der verschiedenen Funktionen wird in Kapitel 6.4 durch vergleichende Berechnungen aufgezeigt.

In Bild 6.7 sind exemplarisch für die Funktion f_c (instationär) die Spannungs-Dehnungs-Linien gemäß Gleichung (6.3) bis zum Bruch für verschiedene Temperaturen ausgewertet. Die einzelnen Punkte stellen jeweils die aus den experimentellen Ergebnissen nach Gleichung (2.3) errechneten mechanischen Dehnungen dar. Die zugehörigen Parameter sind Tabelle 6.1 zu entnehmen. Die anderen Materialkennwertfunktionen sowie ein Vergleich der Bruchdehnungen sind in Anhang F tabellarisch angegeben. Weiterhin sind in Anhang F alle relevanten Materialkennwertfunktionen analytisch angegeben.

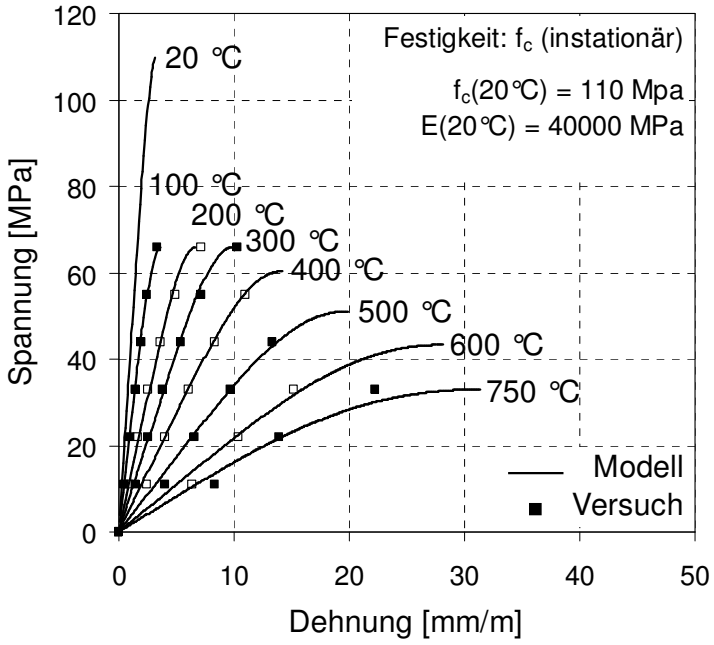


Bild 6.7: Spannungs-Dehnungs-Linien für verschiedene Temperaturen gemäß Gleichung (6.3) bis zur Bruchdehnung für f_c (instationär) als Funktion für die Festigkeit

Tabelle 6.1: Parameter der Spannungs-Dehnungs-Linien für f_c(instationär) als Funktion für die Festigkeit

T [°C]	**20**	**100**	**200**	**300**	**400**	**500**	**600**	**750**	**1000**	**1200**
$f_c(T) / f_c$ (20°C)	1,00	0,6	0,6	0,6	0,55	0,46	0,38	0,30	0,13	0,00
E(T) / E(20°C)	1,00	0,65	0,31	0,21	0,14	0,09	0,06	0,04	0,02	0,00
$\varepsilon_{c1}(T)$ [‰]	3,2	3,2	6,8	10,0	14,2	20,0	27,6	31,5	50,1	∞

Unter Zugbeanspruchung wird das Materialverhalten bis zum Erreichen der Zugfestigkeit $f_{ct}(T)$ als linear elastisch angenommen. Dabei wird der gleiche E-Modul E (T) wie für den Druckbereich angesetzt. Hieraus ergibt sich die Bruchdehnung zu f_{ct} (T) / E (T). Für größere Dehnungen wird lediglich für numerische Zwecke eine Entfestigung angenommen. Die dafür gewählte Funktion ist jedoch unbedeutend in Bezug auf die Berechnungsergebnisse, da bei der untersuchten Stahlbetonstütze in Belastungsrichtung zu keinem Zeitpunkt Zugspannungen auftreten, auch dann nicht, wenn geometrische Nichtlinearitäten berücksichtig werden.

Die thermische Dehnung des hochfesten Betons wird entsprechend den Messergebnissen in Kapitel 4.6.2 exakt abgebildet. Oberhalb von 750 °C wird die Funktion bis 1200 °C extrapoliert. Die gesamte Beziehung ist in Bild 6.8 im Vergleich zu der Funktion aus dem Eurocode 2 für quarzitische Gesteinskörnung dargestellt und weiterhin in Anhang B analytisch angegeben.

Aus der Herleitung des Materialmodells für den hochfesten Beton ergibt sich, dass es ausschließlich für instationäre Erwärmungsvorgänge abbildet.

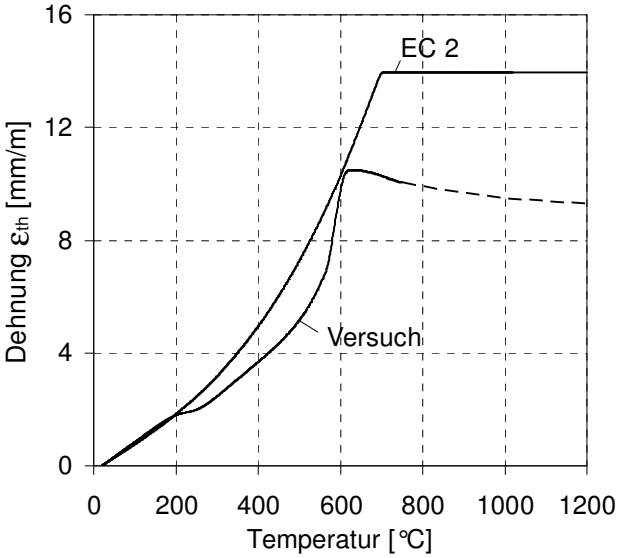


Bild 6.8: Thermische Dehnung des hochfesten Betons mit PP-Fasern aus den eigenen experimentellen Untersuchungen im Vergleich zu den Werten des Eurocode 2

Für den Betonstahl werden die temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungs-Linien in Anlehnung an den Eurocode 2 [27] entsprechend Bild 6.9 gewählt. Die temperaturabhängigen mechanischen Materialparameter sowie die Funktion für die thermische Dehnung werden ebenfalls dem Eurocode 2 entnommen. Die analytische Beschreibung dieser Beziehung ist in Anhang F angegeben.

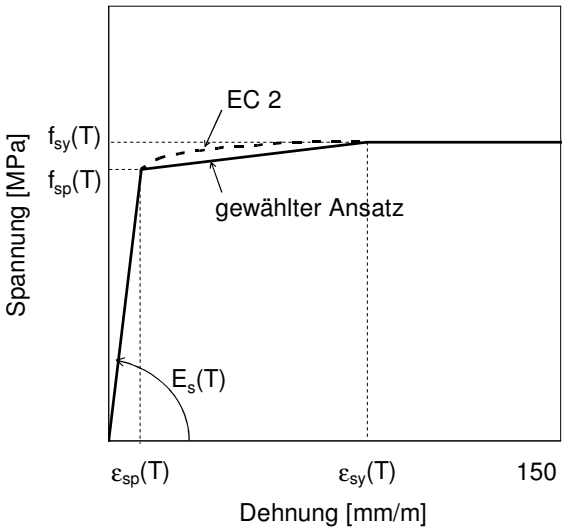


Bild 6.9: Spannungs-Dehnungs-Linie für Betonstahl bei erhöhten Temperaturen

6.2 Simulationsprogramm

Für die numerische Simulation wird das nichtlineare Finite Elemente Programm DIANA in der Version 9.2 [15] eingesetzt.

Zur Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens unter Brandbeanspruchung wird zunächst die thermische Analyse durchgeführt und das Temperaturfeld für jeden Zeitschritt berechnet. Anschließend erfolgt die mechanische Analyse für die eingeprägten Zeitschritte, in der die Verformungen und Spannungen aus der thermischen Dehnung und den äußeren Lasten entsprechend der jeweiligen Temperatur berechnet werden.

Für die mechanische Analyse wird im Rahmen dieser Arbeit das isoparametrische 20 Knoten Volumenelement CHX60 verwendet. Es basiert auf quadratischer Interpolation und Gauss Integration. In der vorangehenden thermischen Analyse erfolgt eine programminterne Transformation in das 8 Knoten Volumenelement HX8HT, welches auf linearer Interpolation und Gauss Integration beruht. Den Wärmeübergang von dem umgebenden Brandraum in das Bauteil gewährleistet das 4-Knoten Randelemente BQ4HT an der Bauteiloberfläche.

Die Bewehrung wird im starren Verbund zum Beton modelliert. Dazu werden die Bewehrungselemente in die Betonelemente eingebettet.

Zur Beschreibung des mechanischen Materialverhaltens von Beton wird das in DIANA implementierte „Total Strain“ Modell verwendet. Dabei handelt es sich um ein nichtlinear-elastisches Modell, bei dem die Spannungen als Funktion der gesamten Dehnung definiert sind und nicht in einen Dehnungs- und einen Rissanteil zerlegt werden. Die mathematische Beschreibung erfolgt in Form von Spannungs-Dehnungs-Linien, die für den Druckbereich gemäß Gleichung (6.3) formuliert werden.

Als Gleichungslöser für die mechanische Analyse wird das Sekantenverfahren verwendet, welches in DIANA mit BFGS (Broyden-Fletcher-Goldfarb-Shanno) bezeichnet wird. Dabei werden im Gegensatz zu anderen Verfahren innerhalb eines Lastschritts bzw. Zeitschritts die Sekantensteifigkeiten des vorangegangenen Iterationsschritts für die Bestimmung der Steifigkeitsmatrix genutzt. Die Überprüfung der Konvergenz bzw. einer auftretenden Divergenz erfolgt sowohl über die Weg- als auch die Energienorm. Damit sind als Versagenskriterien sowohl das Gleichgewicht als auch die Verträglichkeit definiert.

6.3 Simulation der Baustoffversuche

Die Validierung des Materialmodells erfolgt anhand der instationären Kriechversuche aus Kapitel 4.6.2. Die Berechnungsergebnisse sind in Bild 6.10 im Vergleich zu den experimentellen Ergebnissen dargestellt. Da für das in Kapitel 6.1.2 beschriebene Materialmodell der E-Modul aus den instationären Kriechversuchen abgeleitet wurde, ergeben sich auch große Übereinstimmungen zwischen den experimentellen und berechneten Gesamtverformungen. Da weiterhin die gewählte Funktion für die Festigkeit f_c (instationär) ebenfalls aus den instationären Kriechversuchen abgeleitet wurde, wird auch die Versagenstemperatur der Probekörper exakt berechnet. Sofern jedoch andere Funktionen für die Festigkeit gewählt werden, weichen diese stark von den experimentellen Ergebnissen ab.

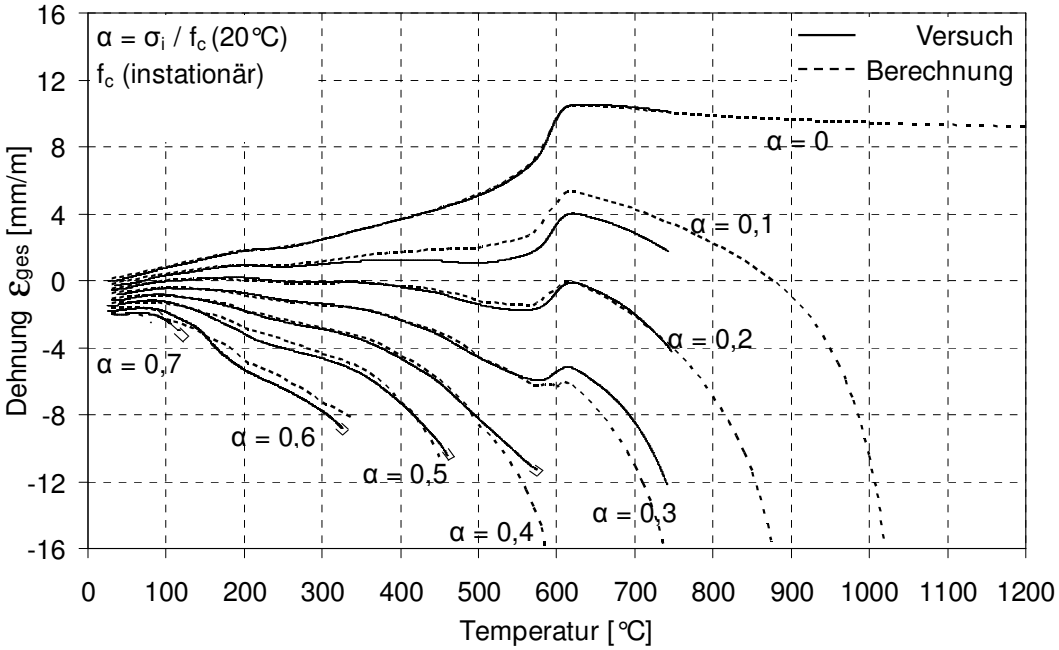


Bild 6.10: Vergleich der berechneten und gemessenen Gesamtverformungen im instationären Kriechversuch für f_c (instationär)

Die stationären Versuche aus Kapitel 4.6.1 können nicht mit diesem Modell beschrieben werden. Denn dabei treten lediglich die elastischen sowie die plastischen Verformungen auf, nicht jedoch die sehr viel größeren instationären Kriechverformungen. Bei der Anwendung dieses Modells würde daher das Materialverhalten falsch abgebildet werden.

6.4 Simulation des Bauteilversuchs

Im Rahmen der Simulation des Bauteilversuchs wird die in Kapitel 5 geprüfte Stahlbetonstütze mit Hilfe des entwickelten Materialmodells berechnet.

Damit die Modellierung der Stütze und die anschließende Berechnung korrekt erfolgen können, werden zunächst einige Vorüberlegungen zum Versagen angestellt. Dabei wird das Versagen der Stahlbetonstütze unter Brandbeanspruchung durch den Verlust des Gleichgewichtes der inneren und äußeren Kräfte oder durch eine zu hohe Verformungsgeschwindigkeit definiert.

Es ist im Allgemeinen davon auszugehen, dass herstellungsbedingt Abweichungen bzw. Imperfektionen in der Bauteilgeometrie vorhanden sind. Darunter zählen Ungenauigkeiten bei der Positionierung der Bewehrung sowie bei der Herstellung der Probekörperschalung. Als Folge dieser ungewollten Imperfektionen entstehen ungleichmäßige Spannungsverteilungen über den Stützequerschnitt. Diese wiederum bewirken eine Verkrümmung der Stütze, wie sie in Bild 6.11 schematisch dargestellt ist. Da während der Brandbeanspruchung die Steifigkeit des Bauteils stetig abnimmt, nehmen bei gleich bleibender Belastung auch diese Verformungen zu. Je nach geometrischer Abmessung und Belastung der Stütze kann es zum Ausknicken und damit zum Stabilitätsversagen der Stütze kommen, sofern der Querschnitt nicht schon vorher versagt.

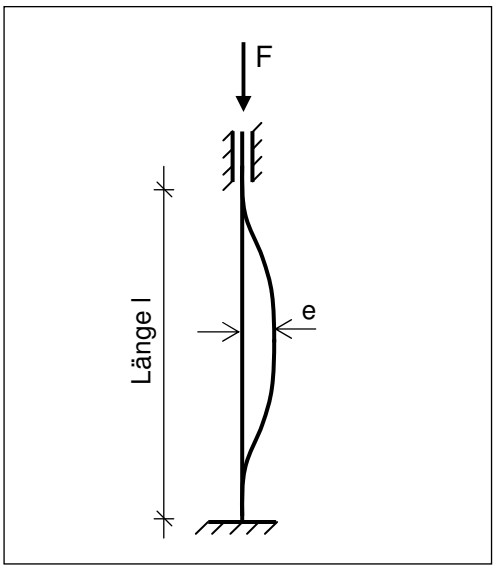


Bild 6.11: Schematische Darstellung der Verformungsfigur der belasteten Stütze bei vorhandenen Imperfektionen

Die beschrieben Imperfektionen werden im Allgemeinen durch zusätzliche Verformungen bei der Berechnung berücksichtigt und als Exzentrizität e angegeben. Da jedoch nicht genau bekannt war, in wie weit geometrische Imperfektionen zum Versagen beigetragen haben, werden nachfolgend vergleichende Berechnungen mit verschieden großen Exzentrizitäten durchgeführt.

Das Ausknicken der Längsbewehrung zwischen der Bügelbewehrung infolge zu hoher Druckspannungen kann theoretisch ebenfalls einen Versagensmechanismus darstellen. Mittels Vergleichsrechnungen an einem einzelnen Bewehrungsstab, der zwischen zwei Bügeln eingespannt ist, konnte dieser Versagensmechanismus als Hauptursache jedoch ausgeschlossen werden.

6.4.1 Modellierung

Die Abbildung der Stütze in dem Finite Elemente Programm erfolgt mit Volumenelementen, die in Querschnittsebene eine Kantenlänge von 25 mm x 25 mm und in Längsrichtung eine Länge von 100 mm aufweisen. Zur Reduzierung des Rechenaufwandes wird unter Berücksichtigung der Symmetriebedingungen wie in Bild 6.12 dargestellt nur eine Hälfte des Querschnitts abgebildet. Am unteren Ende der Stütze werden sämtliche Weggrößen behindert, während am oberen Ende nur die Rotation φ sowie die Verformungen in x-Richtung behindert werden. Zur Berücksichtigung der Imperfektionen wird die Stütze auf halber Höhe um das Maß e = l / 800 [27] und in Anlehnung an [49, 118] vergleichend um l / 2000 in x-Richtung ausgelenkt. In axialer Richtung wird am oberen Ende eine konstante Belastung von 1600 kN eingeprägt. Die Umgebungstemperatur wird entsprechend der ETK gewählt.

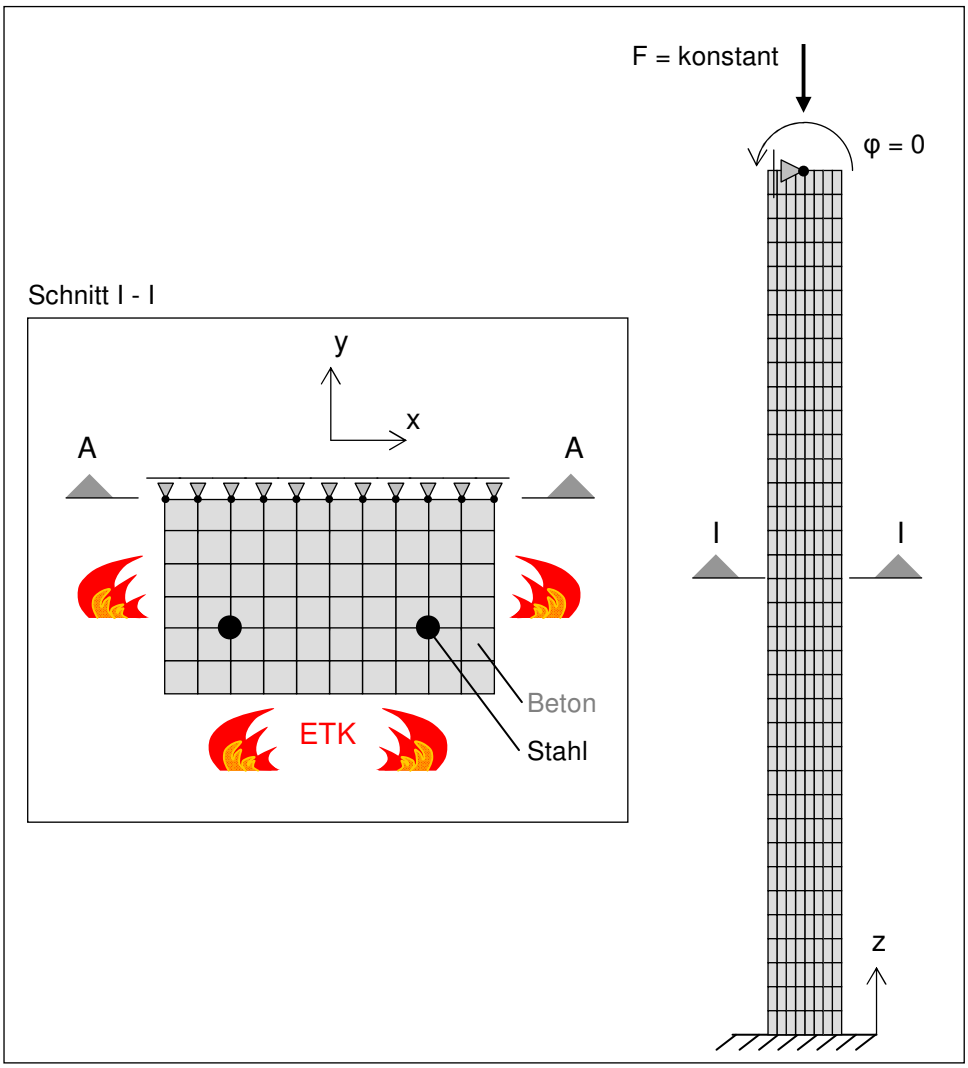


Bild 6.12: Diskretisierung der Stütze

6.4.2 Ergebnisse

6.4.2.1 Temperaturen

Der Vergleich der gemessenen und berechneten Temperaturen wurde bereits in Kapitel 6.1.1 im Rahmen der Ermittlung der thermischen Materialkennwerte des Betons für die jeweiligen Messstellen ausgewertet. Zur Übersicht wird in Bild 6.13 die Temperaturverteilung im Schnitt A - A entsprechend Bild 6.12 zu verschiedenen Zeitpunkten dargestellt.

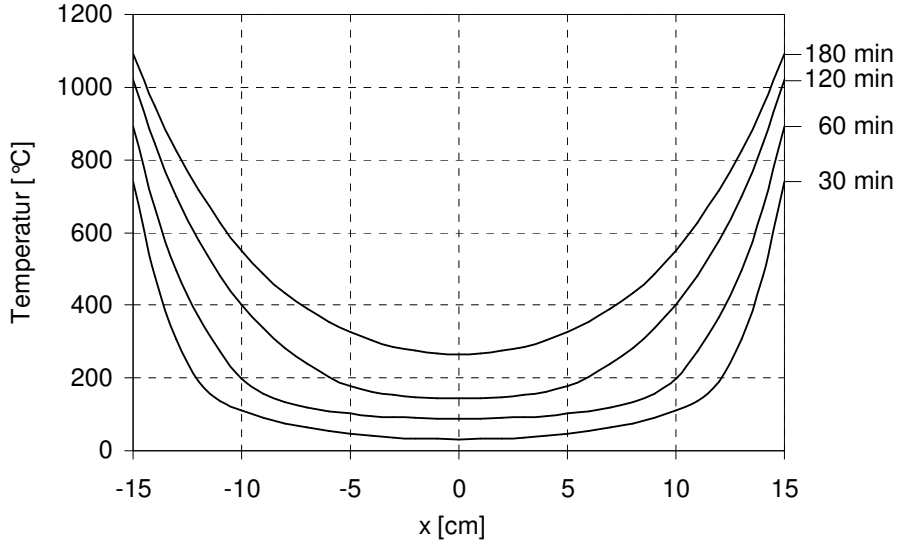


Bild 6.13: Temperaturverteilung in Schnitt A - A zu verschiedenen Zeitpunkten

6.4.2.2 Verformungen und Feuerwiderstandsdauer

In Bild 6.6 wurden die verschiedenen Funktionen für die Festigkeit dargestellt, die zur Beschreibung der Spannungs-Dehnungs-Linien in Gleichung (6.3) benötigt werden. Das Ziel der folgenden Berechnungen ist der Vergleich dieser Funktionen im Hinblick auf das Verformungsverhalten und die Feuerwiderstandsdauer, wobei zunächst die Auswirkungen auf die Verformungen und anschließend auf die Feuerwiderstandsdauer beschrieben und diskutiert werden.

Zur Vergleichbarkeit der Berechnungsergebnisse werden im Folgenden zunächst nur die Funktionen für die Festigkeit variiert, nicht jedoch für den E-Modul. Dieser wird entsprechend Tabelle 6.1 angesetzt und ist aus den instationären Kriechversuchen abgeleitet.

Die Berechnungsergebnisse der Axialverschiebungen der Stütze sind im Vergleich zu den experimentellen Ergebnissen für eine Exzentrizität von $e = l / 800$ in Bild 6.14 dargestellt. Dabei sei angemerkt, dass die Exzentrizität keinen wesentlichen Einfluss auf die Axialverschiebung der Stütze hat. Die berechneten Verschiebungen der Stütze zeigen eine relativ gute Übereinstimmung mit den experimentellen Ergebnissen. Die Wahl der Funktion für die Festigkeit hat darauf keinen signifikanten Einfluss. Dies liegt daran, dass die Verformung im Wesentlichen durch den E-Modul bestimmt wird und die Festigkeit in dem Materialmodell nach Gleichung (6.3) nur den plastischen Bereich beeinflusst.

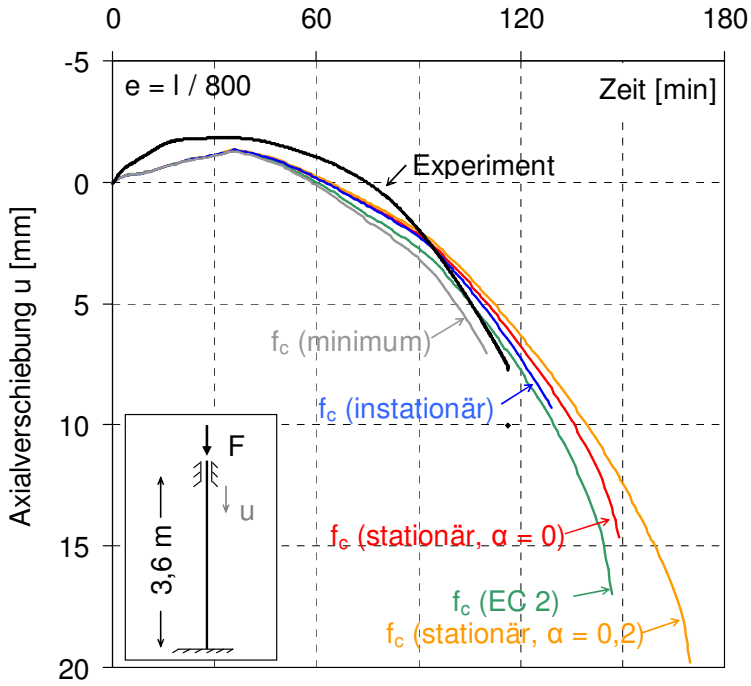


Bild 6.14: Vergleich der berechneten und gemessenen Axialverformungen für die verschiedenen Funktionen der Festigkeit in Gleichung (6.3)

Um die axialen Verschiebungen der Stütze mit sämtlichen Materialkenngrößen (Festigkeit, E-Modul, thermische Dehnung) entsprechend dem Eurocode 2 berechnen zu können, muss zunächst der E-Modul aus der Bruchdehnung ε_{c1} berechnet werden. Das Ergebnis dieser Berechnung ist bereits in Bild 6.5 graphisch ausgewertet. Die dann mit diesen Materialkennwerten berechneten Axialverschiebungen sind in Bild 6.15 zusammen mit den experimentellen Ergebnissen dargestellt.

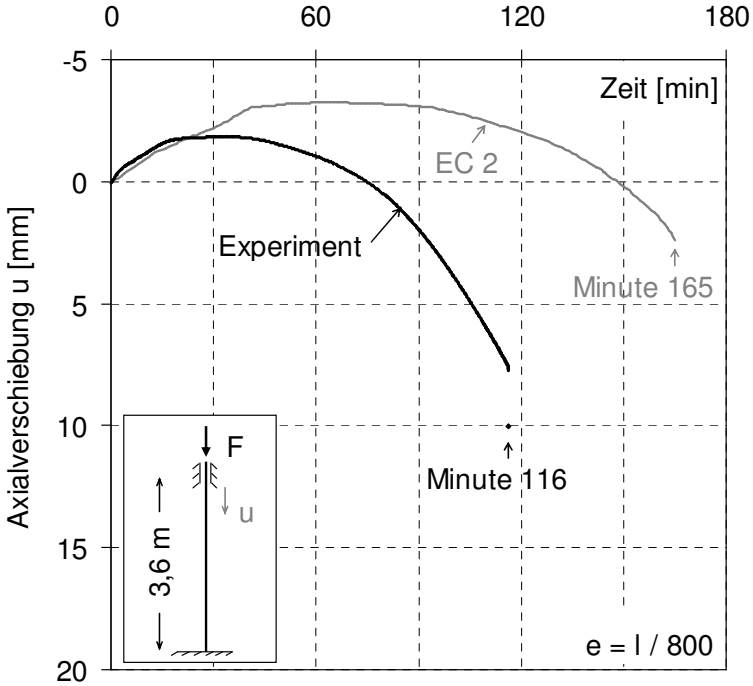


Bild 6.15: Berechnete Axialverformung mit der Funktion für die Festigkeit und den E-Modul aus dem Eurocode 2 im Vergleich zu den experimentelle Ergebnissen

Der Vergleich zeigt, dass das Verformungsverhalten falsch abgebildet wird. Die Ursache dieser großen Differenzen liegt in dem zu steifen E-Modul nach dem Eurocode 2, der die hohen instationären Kriechanteile des hochfesten Betons nicht erfasst.

Die falsche Approximation des tatsächlichen Verformungsverhaltens von Stahlbetonstützen aus hochfestem Beton bewirkt jedoch mit zunehmendem Einfluss geometrischer Nichtlinearitäten eine Vergrößerung des Fehlers in der berechneten Feuerwiderstandsdauer. Dies ist besonders für Kragstützen von großer und sicherheitsrelevanter Bedeutung. Es ist somit eindeutig, dass die im Eurocode 2 beschriebenen Kennwertfunktionen für die Bruchdehnung ε_{c1} zur Berechnung des Brandverhaltens von Stützen aus hochfestem Beton absolut ungeeignet sind.

Der Versagenszeitpunkt bzw. die Feuerwiderstandsdauer wird entscheidend durch die Festigkeit bestimmt. Zur Charakterisierung dieses Einflusses werden in Bild 6.16 die Berechnungsergebnisse mit den unterschiedlichen Funktionen für die Festigkeit bei jeweils gleicher Funktion für den E-Modul miteinander verglichen. Imperfektionen wurden in den Berechnungen über eine Exzentrizität berücksichtigt, die vergleichend mit e = l / 800 und e = l / 2000 angesetzt wurde.

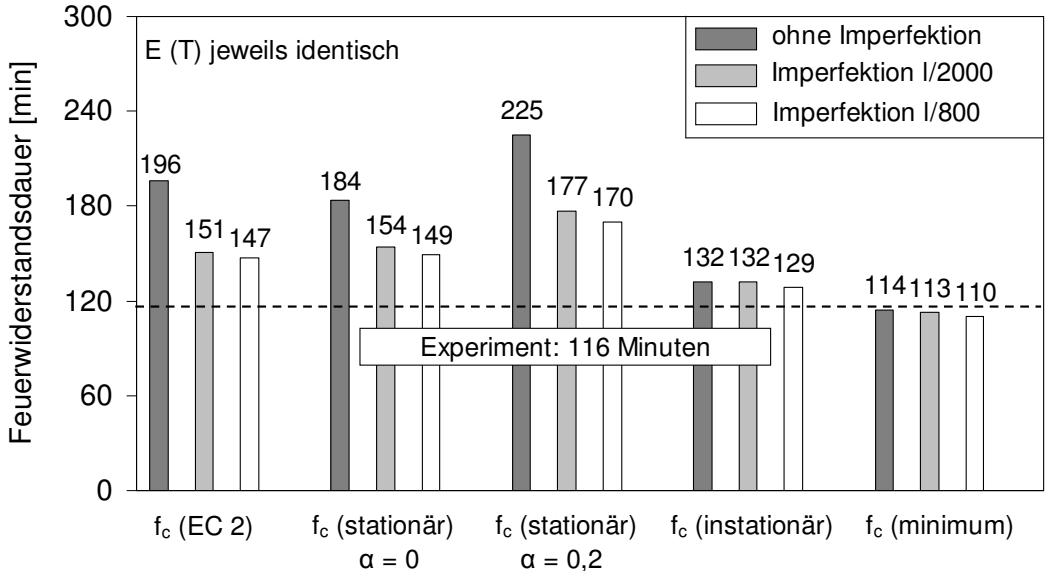


Bild 6.16: Berechnete Feuerwiderstandsdauern für die verschiedenen Funktionen der Festigkeit bei jeweils gleicher Funktion für den E-Modul

Die experimentell ermittelte Feuerwiderstandsdauer lag bei 116 Minuten. Sofern die Funktionen für die Festigkeit in dem gesamten Temperaturbereich aus den stationären Versuchen gewählt werden, wird die Feuerwiderstandsdauer auch bei Berücksichtigung von Imperfektionen deutlich überschätzt. So ergibt sich z. B. mit der Funktion f_c (stationär, α = 0,2) mit Annahme einer Exzentrizität von l / 800 eine gegenüber dem Versuch nahezu 50 % höhere Feuerwiderstandsdauer. Mit der Funktion für die Festigkeit f_c (instationär) wird die Feuerwiderstandsdauer zwar ebenfalls etwas überschätzt, doch der Fehler liegt mit Annahme einer Exzentrizität von l / 800 lediglich bei 11 %. Mit der Funktion f_c (minimum) wird die Feuerwiderstandsdauer dagegen um 5 % unterschätzt. Zur realitätsnahen Berechnung der Feuerwiderstandsdauer muss demnach eine Funktion für die Festigkeit gewählt werden, die zwischen f_c (instationär) und f_c (minimum) liegt. Auf der sicheren Seite liegend kann die Funktion f_c (minimum) verwendet werden.

Dies bedeutet für die Bestimmung der Materialkennwertfunktionen, dass bis 400 °C die Druckfestigkeit aus den instationären Kriechversuchen abgeleitet werden muss. Oberhalb von 400 °C sollte sie zwischen den Werten liegen, die sich zum einen aus den instationären Kriechversuchen ergeben und zum anderen aus den stationären Druckversuchen mit einem Belastungsgrad α = 0. Weiterhin sollte diese Funktion nicht deutlich oberhalb der Werte des Eurocode 2 verlaufen.

Die Ursache für die relativ guten Berechnungsergebnisse der Feuerwiderstandsdauer mit den Funktionen f_c (instationär) und f_c (minimum) ist auf die axiale Spannungsverteilung im Stützenquerschnitt zurückzuführen. Denn wie in Kapitel 6.4.2.3 dargestellt, lagern sich die Spannungen mit zunehmender Beanspruchungszeit aus dem Randbereich des Querschnitts auf Grund der abnehmenden Steifigkeit in den inneren Bereich des Querschnitts um. Dort sind die Temperaturen deutlich geringer und die Steifigkeiten höher. Allerdings liegen die Festigkeiten der Funktion f_c (instationär) bzw. f_c (minimum) insbesondere in dem dort vorliegenden Temperaturbereich deutlich unter den Werten der Funktionen f_c (stationär, α = 0) und f_c (stationär, α = 0,2). Die Bruchspannung bzw. Bruchdehnung wird also für die Funktion f_c (instationär) bzw. f_c (minimum) mit zunehmender Temperaturerhöhung deutlich früher erreicht. Da sich die Spannungen dann nicht mehr in andere Bereiche des Querschnitts umlagern können, versagt die Stütze.

Der Versagensmodus der Stütze kann anhand der Vertikalverschiebungen bestimmt werden. Sofern die Kurven zum Versagenszeitpunkt eine nahezu vertikale Tangente an die Verschiebungskurve aufweisen, handelt es sich um Stabilitätsversagen, bei dem die Stütze seitlich ausknickt. Andernfalls liegt ein Querschnittsversagen vor. Die Analyse der berechneten Vertikalverschiebungen in Bild 6.17 zeigt, dass es sich bei Ansatz der Funktionen f_c (stationär, α = 0) und f_c (stationär, α = 0,2) sowie der Funktion f_c (EC 2) aus dem Eurocode 2 um Stabilitätsversagen handelt.

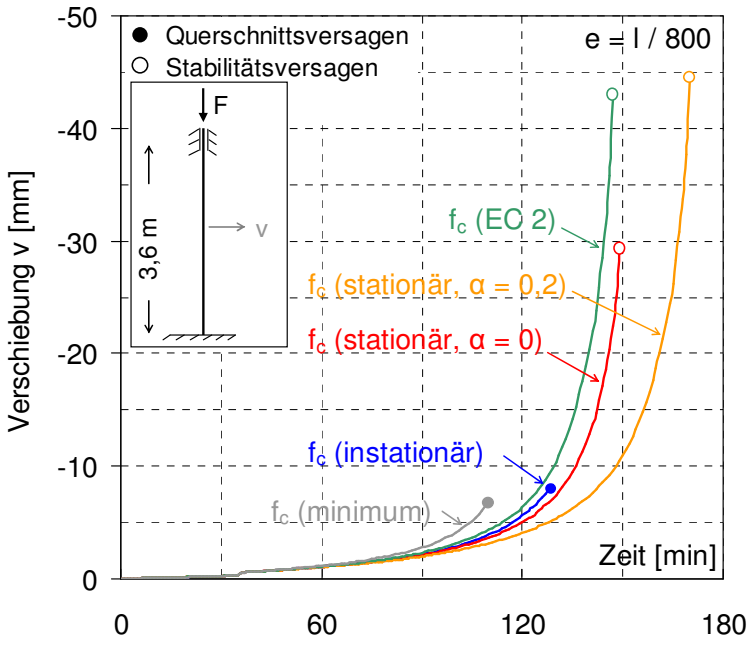


Bild 6.17: Berechnete Vertikalverschiebungen auf halber Höhe der Stütze für die verschiedenen Funktionen der Festigkeit

Demgegenüber wird mit den Funktionen f_c (instationär) und f_c (minimum) Querschnittsversagen berechnet. Dies zeigt sich zum einen durch eine deutlich flachere Steigung im zeitlichen Verlauf der Vertikalverschiebung zum Versagenszeitpunkt. Zum anderen wird es in den geringen Unterschieden zwischen den berechneten Feuerwiderstandsdauern mit und ohne Imperfektionen (siehe Bild 6.16) bestätigt, die beim Stabilitätsversagen deutlich größer sind. Da das Querschnittsversagen den Beobachtungen in den Baurteiluntersuchungen (Kapitel 5) entspricht, werden somit die Funktion f_c (instationär) und f_c (minimum) als realitätsnah bestätigt.

Die Bauteilberechnungen zeigen, dass das Trag- und Verformungsverhalten der zentrisch belasteten Stahlbetonstütze aus hochfestem Beton unter Brandbeanspruchung mit dem in Kapitel 6.1 beschriebenen Materialmodell sehr gut abgebildet werden kann. Dabei ist der E-Modul als erste charakteristische Kenngröße aus den instationären Kriechversuchen abzuleiten. Die Druckfestigkeit als zweite charakteristische Kenngröße muss bis 400 °C ebenfalls aus den instationären Kriechversuchen abgeleitet werden. Oberhalb von 400 °C sollte sie zwischen den Werten liegen, die sich zum einen aus den instationären Kriechversuchen ergeben und zum anderen aus den stationären Druckversuchen mit einem Belastungsgrad $\alpha = 0$. Weiterhin sollte die Druckfestigkeit nicht deutlich oberhalb der Werte des Eurocode 2 angesetzt werden.

6.4.2.3 Spannungen im Beton

Die axialen Spannungen im Beton werden exemplarisch für die Funktion f_c (instationär) und eine Exzentrizität von e = l / 800 in Bild 6.18 für den Schnitt A - A (siehe Bild 6.12) graphisch ausgewertet. Hierbei zeigt sich mit zunehmender Beanspruchungszeit eine Umlagerung der Spannungen in das Querschnittsinnere. Dies ist auf die Temperaturerhöhung in den äußeren Bereichen des Querschnitts zurückzuführen, die mit einer Abnahme der Steifigkeiten verbunden ist. Somit müssen sich die Spannungen zur Wahrung des Gleichgewichts in das Querschnittsinnere umlagern, wo die Temperaturen niedriger und damit die Steifigkeiten höher sind.

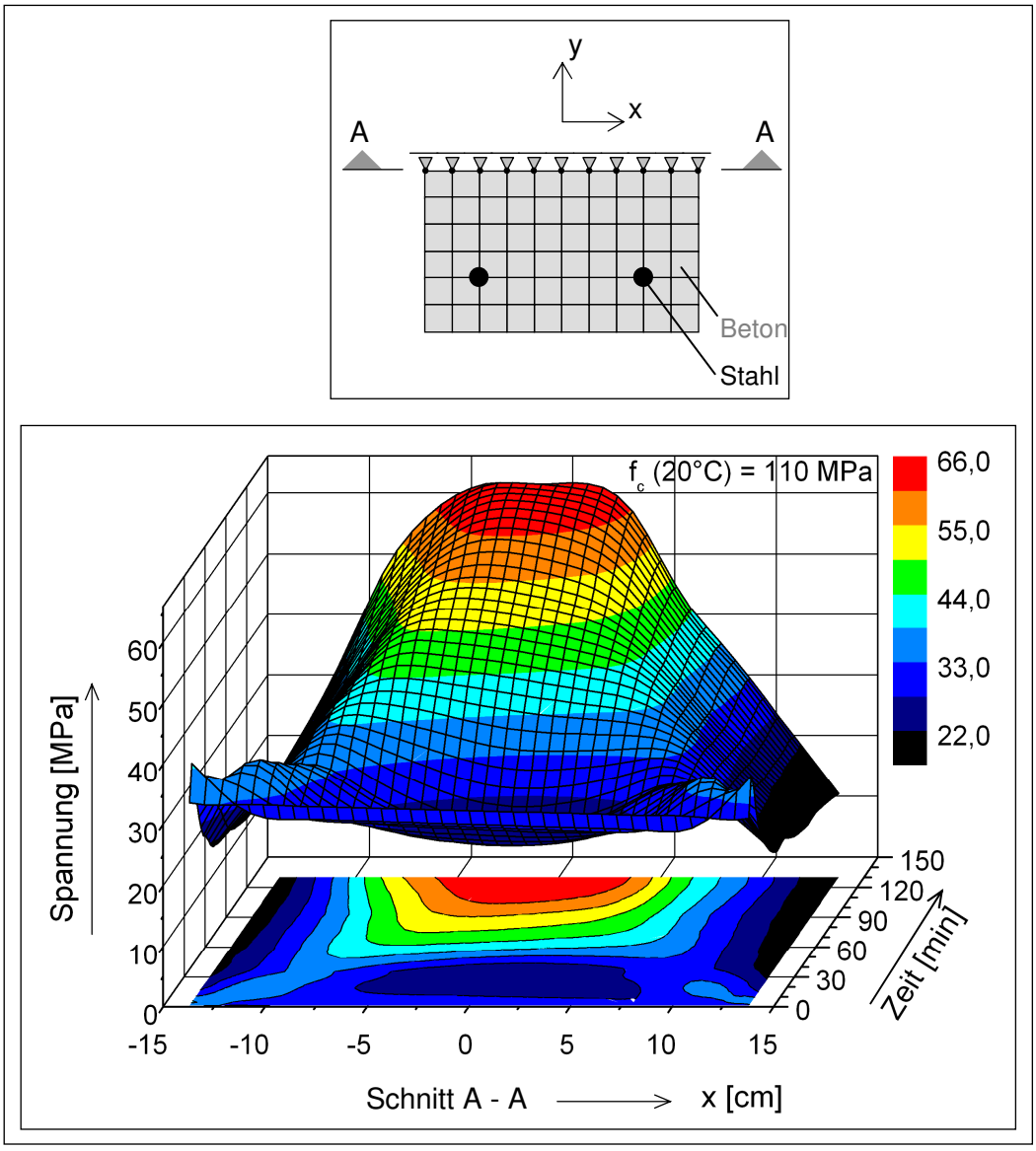


Bild 6.18: Zeitlicher Verlauf der Spannungen im Beton in Schnitt A-A während der Brandbeanspruchung mit f_c (instationär) als Funktion für die Festigkeit und einer Exzentrizität e = l / 800

6.4.2.4 Spannungen im Stahl

Die Spannungen im Bewehrungsstahl werden maßgebend durch das Verformungsverhalten der Stütze bestimmt. Da sich in den Berechnungen der Axialverschiebung auf Grund der jeweils identischen Funktion für den E-Modul nur geringe Unterschiede ergaben, weichen die Spannungen im Bewehrungsstahl für die verschiedenen Funktionen der Festigkeit auch nur geringfügig voneinander ab. Die berechneten Spannungen im Bewehrungsstahl werden daher exemplarisch für f_c (instationär) als Funktion für die Festigkeit und einer Exzentrizität der Stütze von l / 800 in Bild 6.19 dargestellt. Dabei unterscheiden sich die Spannungen in den beiden Längsbewehrungsstäben (1) und (2) nur unwesentlich voneinander. In der 40. Minute wird die Proportionalitätsgrenze des Stahls erreicht. Mit fortschreitender Versuchsdauer steigt die Temperatur, sodass auch die Proportionalitätsgrenze und damit die Spannungen im Stahl abnehmen. Die Festigkeit f_y wird zu keinem Zeitpunkt erreicht.

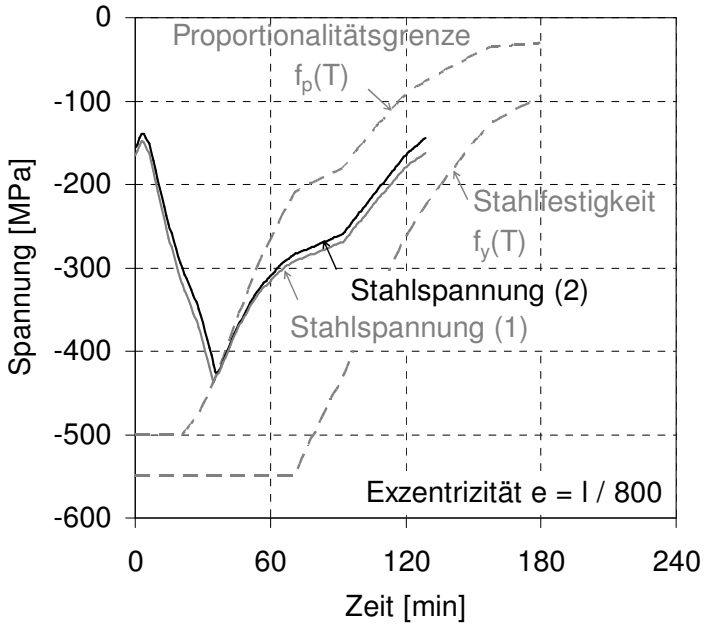


Bild 6.19: Stahlspannung in der Längsbewehrung während der Brandbeanspruchung mit f_c (instationär) als Funktion für die Festigkeit des Betons

6.5 Zusammenfassung der numerischen Simulation

Auf der Grundlage der in Kapitel 4 experimentell ermittelten Materialkennwertfunktionen wurde ein Materialmodell für hochfesten Beton unter thermomechanischer Beanspruchung entwickelt und validiert. Mit diesem Modell konnte das Trag- und Verformungsverhalten der in Kapitel 5 geprüften Stahlbetonstütze aus hochfestem Beton unter Brandbeanspruchung hinreichend genau abgebildet werden. Die charakteristischen Kenngrößen dieses Modells sind der E-Modul und die Druckfestigkeit. Der E-Modul beschreibt das Verformungsverhalten und ist aus den instationären Kriechversuchen abzuleiten. Die Druckfestigkeit bestimmt maßgebend das Tragverhalten. Die experimentelle Bestimmung hängt jedoch stark von den Versuchsrandbedingungen ab. So ist sie im instationären Versuch bis ca. 400 °C deutlich geringer als im stationären Druckversuch. Die korrekte Beschreibung der Druckfestigkeit ist jedoch gerade in diesem Temperaturbereich entscheidend. Die axialen Spannungen in der untersuchten Stütze verlagern sich nämlich mit zunehmender Beanspruchungsdauer auf Grund der geringeren Temperaturen und damit höheren Steifigkeiten in das Querschnittsinnere, wo die niedrigeren Temperaturen in diesem Bereich liegen. Somit wird das Tragverhalten maßgebend durch die Eigenschaften des Betons in diesem Temperaturbereich beeinflusst. Aus diesem Grund ist die Festigkeit bis 400 °C aus den instationären Kriechversuchen abzuleiten. Oberhalb von 400 °C sollte sie zwischen den Werten liegen, die sich zum einen aus den instationären Kriechversuchen ergeben und zum anderen aus den stationären Druckversuchen mit einem Belastungsgrad $\alpha = 0$. Weiterhin sollte die Druckfestigkeit nicht deutlich oberhalb der Werte des Eurocode 2 verlaufen.

Mit den im Eurocode 2 angegebenen Materialbeziehungen für Normalbeton wird das Tragverhalten deutlich überschätzt. Dies ist im Wesentlichen in der Überbewertung der Druckfestigkeit begründet. Weiterhin wird mit den im Eurocode 2 angegebenen Materialbeziehungen eine zu geringe Verformung berechnet. Dies liegt vor allem an dem zu hohen E-Modul bzw. der zu geringen Bruchdehnung ε_{c1}. Die hohen Kriechverformungen des hochfesten Betons werden somit nicht richtig erfasst. Dieser Fehler gewinnt mit zunehmendem Einfluss geometrischer Nichtlinearitäten an Bedeutung. Als Extremfall seien hier die Kragstützen als Tragwerkselement genannt, für die falsche Approximation der Verformungen zu einer deutlichen Überschätzung der Feuerwiderstandsdauer führen würde.

7 Zusammenfassung

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden grundlegende experimentelle Untersuchungen zum Materialverhalten von hochfestem Beton unter thermomechanischer Beanspruchung durchgeführt. Auf dieser Grundlage erfolgte die Entwicklung eines Materialmodells in Anlehnung an den Eurocode 2, welches anhand der Untersuchungsergebnisse zum Materialverhalten sowie eines Stützenbrandversuchs validiert wurde.

In den **Baustoffuntersuchungen** wurde das Festigkeits- und Verformungsverhalten exemplarisch für einen hochfesten Beton mit und ohne PP-Fasern experimentell untersucht. Dazu wurde ein spezieller Prüfstand für die kombinierte thermische und mechanische Beanspruchung der Probekörper entwickelt und aufgebaut. Neben der Bestimmung der Materialkennwertfunktionen erfolgten insbesondere zur Charakterisierung des Rissverhaltens ergänzende Untersuchungen mit zerstörungsfreien und zerstörenden Prüfverfahren. Hierbei ist die kombinierte Anwendung der Schallemissionsanalyse und der Ultraschallmessungen hervorzuheben, die für diesen Anwendungsfall im Rahmen dieser Arbeit erstmalig erfolgte.

Ein wesentlicher Untersuchungsgegenstand war der Einfluss der Belastungsgeschichte während der Erwärmung auf die Spannungs-Dehnungs-Linien. Er wird maßgebend durch die Rissbildung bestimmt. Mit Hilfe der zerstörungsfreien und zerstörenden Prüfverfahren konnte diese charakterisiert werden. So findet ohne eine mechanische Belastung während der Erwärmung eine gleichmäßige Ausrichtung der Risse in alle Richtung statt. Infolge einer äußeren mechanischen Belastung orientieren sich diese jedoch vornehmlich in Belastungsrichtung. Gleichzeitig werden Risse quer dazu verhindert. Dies führt im Vergleich zu den unbelastet erwärmten Probekörpern oberhalb von 200 °C zur Reduzierung des Festigkeitsabfalls mit zunehmender Temperatur. Denn die Risse werden im Bruchversuch als potentielle Scherflächen verstanden, sofern sie sowohl einen geometrischen Anteil in Richtung der Belastung als auch quer dazu haben. Infolge der Orientierung der Risse in Belastungsrichtung sind diese potentiellen Scherflächen in geringerer Anzahl vorhanden. Die Folge sind höhere Festigkeiten bei den mechanisch belastet erwärmten Probekörpern. Allerdings bewirken zu hohe mechanische Belastungen, dass der Probekörper auf Grund der starken Schädigung insbesondere durch Rissbildung bereits vor Erreichen derjenigen Temperatur versagt, bei der mit geringeren Belastungsgraden noch höhere Festigkeiten erzielt wurden.

Die Verhinderung der Risse quer zur Belastung bewirkt ebenfalls eine Reduzierung des thermisch bedingten Abfalls des E-Moduls. Dieser findet jedoch bereits bei 200 °C statt, da Schwindprozesse eine Verdichtung des Betongefüges bewirken.

Ein weiterer wesentlicher Untersuchungsgegenstand war der Einfluss von PP-Fasern auf das Verformungsverhalten des hochfesten Betons unter instationärer Temperatur-beanspruchung. Im Rahmen der Auswertungen wurden die Verformungen in thermisch sowie die mechanisch induzierte Anteile getrennt.

Die thermische Dehnung wird maßgebend durch die quarzitische Gesteinskörnung bestimmt. Unterhalb von 300 °C wird sie weiterhin durch den Feuchtehaushalt und Feuchtetransport beeinflusst. Dabei bewirken die PP-Fasern, dass der Feuchtetransport je nach Aufheizrate zwischen 180 °C und 250 °C beschleunigt stattfindet. Dies wiederum führt zu Schwindprozessen im Zementstein, die eine vorübergehende Stagnation in der thermischen Dehnung zur Folge haben. Ohne PP-Fasern findet der Feuchtetransport deutlich langsamer statt, sodass auch die Stagnation in der thermischen Dehnung ausbleibt. Oberhalb von

300 °C beeinflussen die PP-Fasern, bzw. die Faserbetten ebenfalls die thermische Dehnung des hochfesten Betons. Sie bewirken eine Verringerung, die mit steigender Temperatur eine stärkere Ausprägung erfährt. Zurückgeführt wird dies auf die feinere Verteilung der Risse. Die PP-Fasern bzw. die Faserbetten stellen im Prinzip jeweils Sollbruchstellen im Betongefüge dar. Dadurch können Eigenspannungen, insbesondere infolge der unterschiedlichen thermischen Dehnungen der einzelnen Betonkomponenten, durch viele feine Mikrorisse abgebaut werden. Dies wiederum hat eine geringere Ausdehnung des Probekörpers zur Folge.

Die mechanischen Dehnungen beschreiben den Verformungsanteil, der durch die äußere mechanische Belastung unter instationärer Temperaturbeanspruchung hervorgerufen wird. Sie nehmen oberhalb von 300 °C sowohl mit als auch ohne PP-Fasern überproportional zu. Der Einfluss der PP-Fasern macht sich ebenfalls erst ab dieser Temperatur signifikant bemerkbar. Dabei liegen die mechanischen Dehnungen des Betons mit PP-Fasern höher als ohne PP-Fasern. Zurückgeführt wird dies ebenfalls auf die stärkere Rissbildung des hochfesten Betons mit PP-Fasern. Qualitativ unterscheiden sich die zeitlichen Verläufe allerdings nicht. Es sei jedoch angemerkt, dass der Vergleich nur bis zu einem Belastungsgrad von $\alpha = 0{,}1$ erfolgen konnte, da die Probekörper ohne PP-Fasern bei höheren Belastungsgraden und einer Aufheizrate von 1 K/min bei einer Temperatur von 325 °C explosionsartig versagten.

In den **Bauteiluntersuchungen** wurde eine Stahlbetonstütze aus dem gleichen hochfesten Beton mit PP-Fasern wie in den Baustoffuntersuchungen unter Brandbeanspruchung geprüft. Die Plausibilität der Versuchsergebnisse konnte durch einen Vergleich mit Versuchen auf internationaler Ebene gezeigt werden, sodass die Ergebnisse zur Validierung des entwickelten Materialmodells herangezogen werden konnten.

Auf der Grundlage der Baustoffuntersuchungen wurde ein vereinfachtes instationäres Materialmodell in Anlehnung an den Eurocode 2 entwickelt. Mit diesem kann das Festigkeits- und Verformungsverhalten des hochfesten Betons unter instationärer Temperaturbeanspruchung (Erwärmung) hinreichend genau abgebildet werden. Die Validierung erfolgte sowohl anhand der Ergebnisse der instationären Kriechversuche als auch anhand des Stützenversuchs mit Hilfe **numerischer Simulation**srechnungen.

Für die korrekte Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens der Stahlbetonstütze unter Brandbeanspruchung ist es zwingend erforderlich, dass der E-Modul als eine charakteristische Kenngröße des Materialmodells aus den instationären Kriechversuchen abgeleitet wird. Die Druckfestigkeit als weitere charakteristische Kenngröße ist bis 400 °C ebenfalls aus den instationären Kriechversuchen zu ermitteln. Sie ist insbesondere in diesem Temperaturbereich wesentlich geringer als diejenige aus stationären Versuchen. Da die Temperaturen in den tragenden Bereichen der brandbeanspruchten Stütze gerade in diesem Bereich liegen, ist eine korrekte Abbildung der Festigkeit im Materialmodell in diesem Temperaturbereich von entscheidender Bedeutung. Oberhalb von 400 °C sollte sie zwischen den Werten liegen, die sich zum einen aus den instationären Kriechversuchen ergeben und zum anderen aus den stationären Druckversuchen mit einem Belastungsgrad $\alpha = 0$. Weiterhin sollte die Druckfestigkeit die Werte des Eurocode 2 nicht deutlich überschreiten. Mit den im Eurocode 2 angegebenen Materialbeziehungen für Normalbeton wird das Trag- und Verformungsverhalten deutlich überschätzt. Dies ist in der Überbewertung der Druckfestigkeit und dem zu großen E-Modul bzw. der zu geringen Bruchdehnung ε_{c1} begründet.

8 Ausblick

Es ist in dieser Arbeit gelungen, das Festigkeits- und Verformungsverhalten von hochfestem Beton hinsichtlich verschiedener Einflüsse zu charakterisieren und zu erklären. Auf der Basis von Baustoffuntersuchungen an kleinen Betonproben wurde ein Materialmodell abgeleitet und anhand der Ergebnisse der Baustoff- und Bauteilversuche validiert. Bei der Bearbeitung der Thematik sind jedoch Fragestellungen aufgetreten, die nicht abschließend beantwortet werden konnten oder über den gesetzten Rahmen hinausgingen. Diese offenen Fragen bedürfen weiterer Untersuchungen. Sie werden im Folgenden genannt.

Wirkungsweise von PP-Fasern im Beton bei Einwirkung hoher Temperaturen

Im Rahmen dieser Arbeit konnte gezeigt werden, dass durch die PP-Fasern im Beton der Feuchtetransport unterhalb von 300 °C beschleunigt stattfindet. Durch die damit verbundenen Schwindprozesse wird auch das Verformungsverhalten des Betons beeinflusst. Welche Mechanismen diese erhöhte Durchlässigkeit bewirken, wurde in dieser Arbeit nicht näher untersucht. Es sind mehrere Möglichkeiten denkbar, für die es jedoch weiterer grundlegender Untersuchungen bedarf.

Zerstörungsfreie Prüftechnik

Als zerstörungsfreie Prüfverfahren wurden die SEA und die US-Messungen kombiniert eingesetzt. Da dies für diesen Anwendungsfall erstmalig erfolgte und auf Grund des Umfanges nicht alle Fragestellungen beantwortet werden konnten, besteht für verschiedene Teilaspekte noch Klärungsbedarf.

Dazu zählen z. B. die Beobachtungen in dem Temperaturbereich zwischen 180 °C und 300 °C, in dem bei dem hochfesten Beton mit PP-Fasern im Gegensatz zu hochfestem Beton ohne PP-Fasern ein erhöhter Feuchtetransport aufgezeigt wurde. Dieser wird durch eine verstärkte SE-Aktivität begleitet. Es konnte gezeigt werden, dass der Reibung des physikalisch gebundenen Wassers bzw. Wasserdampfes beim Ausströmen aus dem Probekörper an den inneren Betonoberflächen eine wesentliche Bedeutung zukommt. Inwiefern dabei weitere Mechanismen wie Mikrorissbildungen oder Reibung zwischen bestehenden Rissufern eine Ursache für die beobachtete Schallemission ist, bedarf weiterer grundlegender Untersuchungen. Die Beantwortung dieser Fragestellungen trägt jedoch maßgebend zur Erklärung der Wirkungsweise von PP-Fasern im Beton bei. Dabei wird vorgeschlagen, als ergänzende Verfahren die Mikro-Röntgen-3D-Computertomografie sowie Permeabilitätsmessungen einzusetzen.

Weiterhin ist insbesondere zur Bewertung der Ergebnisse der SEA eine Erhöhung der Auflösung in den US-Messungen anzustreben. Ebenfalls besteht Klärungsbedarf in der Charakterisierung der Wellenformen sowie der Wellenausbreitung im Probekörper. Denn die Ergebnisse der US-Messungen deuten darauf hin, dass es sich bei den detektierten Wellen vorwiegend um Oberflächenwellen handelt. Um die Veränderungen und damit den Schädigungsfortschritt noch besser bewerten zu können, bedarf es weiterer grundlegender Untersuchungen.

Materialkennwertfunktionen von hochfesten Betonen für die Anwendung allgemeiner Berechnungsverfahren (normative Ebene)

Im Rahmen dieser Arbeit wurde exemplarisch für einen hochfesten Beton mit PP-Fasern gezeigt, dass mit den temperaturabhängigen Materialkennwertfunktionen des Eurocode 2 für Normalbeton und den allgemeinen Berechnungsverfahren, das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonstützen aus hochfestem Beton im Brandfall nicht hinreichend genau beschrieben werden kann. Aus diesem Grund ist es erforderlich, auf der Basis grundlegender experimenteller Untersuchungen sämtliche temperaturabhängige Materialkennwertfunktionen (Festigkeit und Bruchdehnung) für hochfeste Betone in dem genannten Regelwerk bereitzustellen. Gleichzeitig ist die Validierung des Materialmodells im Eurocode 2 für diese Materialkennwertfunktionen anhand von Stützenbrandversuchen notwendig.

Sofern perspektivisch die Berechnung von Kragstützen aus hochfestem Beton unter Brandbeanspruchung im Eurocode 2 geregelt wird, ist eine Anpassung der Bruchdehnung zur korrekten Beschreibung des Verformungsverhaltens zwingend erforderlich. Denn die Bruchdehnung hat bei derartigen Bauteilen deutliche Auswirkungen auf das Tragverhalten. In diesem Zusammenhang sollten weiterhin sogenannte „Advanced Concrete Temperature Models“ (ACTM) für hochfeste Betone entwickelt werden.

9 Literatur

[1] Abrams, M.S.: Compressive strength of concrete at temperatures to 1600 F, Effect of Temperature on Concrete, ACI SP-25, Detroit, S. 33-58, 1971.

[2] Anderberg, Y.; Thelandersson, S.: Stress and deformation characteristics of concrete at high temperatures - Experimental investigation and material behaviour model, Bulletin 54, Lund Institute of Technology, Lund, 1976.

[3] ASTM: Standard methods of fire endurance tests of building construction and materials, ASTM E119-88, Philadelphia, 1990.

[4] Bentz, D.P.: Fibres, percolation, and spalling of high-performance concrete, ACI Materials Journal, Vol. 97 (3), S. 351-359, 2000.

[5] Boley, B.A.; Weiner, J.H.: Theory of thermal stresses, John Wiley & Sons, New York, 1960.

[6] Carslaw, H.S.; Jaeger, J.C.: Conduction of heat in solids, 2. Auflage, Oxford University Press, Oxford, 1959.

[7] Castillo, C.; Durrani, A.J.: Effect of transient high temperature on high-strength concrete, ACI structural journal, Vol. 87 (1), S. 47-53, 1990.

[8] Chung, H.W.: Ultrasonic testing of concrete after exposure to high temperatures, NDT International, Vol. 18 (5), S. 275-278, 1985.

[9] Consolazio, G.R.; McVay, M.C.; Rish III, J.W.: Measurement and prediction of pore pressure in cement mortar subjected to elevated temperature, International Workshop on Fire Performance of High-Strength Concrete, Gaithersburg, S. 125-148, 1997.

[10] Debicki, G.; Haniche, R.; Bouamrane, A.: Permeability in heated concrete, 1st International workshop on Concrete spalling due to fire exposure, Leipzig, S. 331-337, 2009.

[11] Dehn, F.; Juknat, M.; Hauswaldt, S.: Grundsätzliche Überlegungen zur Brandprüfung von Tunnelbetonbauteilen, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 104 (12), S. 869-875, 2009.

[12] Dettling: Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen, Heft 164, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin, 1964.

[13] DGZfP Merkblatt B4: Merkblatt für Ultraschallverfahren zur Zerstörungsfreien Prüfung mineralischer Baustoffe und Bauteile, 1998.

[14] DGZfP SE 2: Richtlinie zur Charakterisierung der Aufnehmer und ihrer Ankopplung im Labor, Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung, Berlin, 1992.

[15] DIANA Finite Element Analysis: User's Manual Release 9.2, 2007.

[16] Diederichs, U.: Untersuchungen über den Verbund zwischen Stahl und Beton bei hohen Temperaturen, Dissertation, TU-Braunschweig, 1983.

[17] Diederichs, U.; Alonso, M.C.; Jumppanen, U.-M.: Concerning effects of moisture content and external loading on deterioration of high strength concrete exposed to high temperatures, 1st International workshop on Concrete spalling due to fire exposure, Leipzig, S. 269-278, 2009.

[18] Diederichs, U.; Hosser, D.: Sachstandsbericht - Brandverhalten von hochfestem Normalbeton, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, Braunschweig, 1992.

[19] Diederichs, U.; Jumppanen, U.-M.; Morita, T.; Nause, P.; Schneider, U.: Zum Abplatzverhalten von Stützen aus hochfestem Normalbeton unter Brandbeanspruchung, Institut für Baustoffen, Massivbau und Brandschutz, Braunschweig, 1994.

[20] Diederichs, U.; Jumppanen, U.-M.; Penttala, V.: Behaviour of high strength concrete at high temperatures, Report 92, Helsinki University of Technology, Espoo, 1989.

[21] Diederichs, U.; Mertzsch, O.: Behaviour of Ultra High Strength Concrete at High Temperatures, Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete Vol. 1, Kassel, S. 347-354, 2008.

[22] Diederichs, U.; Nause, P.; Hosser, U.: Zur Ermittlung des Brandverhaltens von Druckgliedern aus hochfestem Beton - Schaffung von Berechnungsgrundlagen für das Trag- und Verformungsverhalten unter Feuerangriff, Deutscher Beton-Verein e.V., 1996.

[23] DIN EN 1363-1: Feuerwiderstandsprüfungen Teil 1: Allgemeine Anforderungen Beuth Verlag, Berlin, 1999.

[24] DIN EN 1365-4: Feuerwiderstandsprüfungen für tragende Bauteile - Teil 4: Stützen; Deutsche Fassung EN 1365-4:1999, Beuth Verlag, Berlin, 1999.

[25] DIN EN 1992-1-1:2004: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Beuth Verlag, Berlin, 2005.

[26] DIN EN 1992-1-1:2004/NA: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Beuth Verlag, Berlin, 2008.

[27] DIN EN 1992-1-2:2004: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall; Beuth Verlag, Berlin, 2006.

[28] DIN EN 12350-5: Prüfung von Frischbeton - Teil 5: Ausbreitmaß, Beuth Verlag, Berlin, 2000.

[29] DIN EN 12350-7: Prüfung von Frischbeton - Teil 7: Luftgehalte - Druckverfahren, Beuth Verlag, Berlin, 2000.

[30] DIN EN 12504-4: Prüfung von Beton in Bauwerken - Teil 4: Bestimmung der Ultraschallgeschwindigkeit, Beuth Verlag, Berlin, 2004.

[31] Ehm, C.: Versuche zur Festigkeit und Verformung von Beton unter zweiaxialer Beanspruchung und hohen Temperaturen, Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986.

[32] Falkner, H.; Henke, V.: HH-Stützen - Schlanke Stützen aus Hochleistungsbeton, Beratende Ingenieure, Vol. 33 (1/2), S. 14-18, 2003.

[33] Felicetti, R.; Gambarova, P.G.; Sora, M.N.: Mechanical behaviour of HPC and UHPC in direct tension at high temperature and after cooling, Fith RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Concretes (FRC), Lyon, S. 749-758, 2000.

[34] fib Bulletin 38: Fire design of concrete structures - materials, structures and modelling, 2007.

[35] Finck, F.: Untersuchung von Bruchprozessen in Beton mit Hilfe der Schallemissionsanalyse, Dissertation, Universität Stuttgart, 2005.

[36] Fischer, R.: Über das Verhalten von Zementmörtel und Beton bei höheren Temperaturen, Heft 214, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin, 1970.

[37] Franssen, J.-M.: Plastic analysis of concrete structures subjected to fire, Fire design of concrete structures: What now? What next?, Milan, S. 133-145, 2004.

[38] Franssen, J.-M.; Dotreppe, J.-C.: Fire tests and calculation methods for circular concrete columns, Fire Technology, Vol. 39 (1), S. 89-97, 2003.

[39] Franssen, J.-M.; Dotreppe, J.-C.; Aldea, C.-M.: Fire test on normal and high-strength reinforced concrete columns, International Workshop on Fire Performance of High-Strength Concrete, S. 109-124, 1997.

[40] Gary, M.: Brandproben an Eisenbetonbauten, Heft 11, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin, 1911.

[41] Gary, M.: Brandproben an Eisenbetonbauten, Heft 33, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin, 1916.

[42] Gary, M.: Brandproben an Eisenbetonbaurten, Heft 41, Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Berlin, 1918.

[43] Grosse, C.; Ohtsu, M.; (Editors): Acoustic emission testing: Basics for research - Applications in civil engineering, Springer, 2008.

[44] Große, C.U.: Quantitative zerstörungsfreie Prüfung von Baustoffen mittels Schallemissionsanalyse und Ultraschall, Dissertation, Universität Stuttgart, 1996.

[45] Hagar, I.: Thermal behaviour of high performance concretes at high temperature – evolution of mechanical properties (auf Französisch), Dissertation, l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées et l'Ecole Polytechnique de Cracovie, 2004.

[46] Hagar, I.; Tracz, T.: Residual transport properties of heated HPC modified with polypropylene fibres, 1st International workshop on Concrete spalling due to fire exposure, Leipzig, S. 221-228, 2009.

[47] Hamarthy, T.Z.: Effect of moisture on the fire endurance of building elements, Division of Building Research, National Research Council, Ottawa, Research Paper No. 270, 1965.

[48] Hamarthy, T.Z.: Thermal properties of concrete at elevated temperatures, Journal of Materials, Vol. 5 (1), S. 47-74, 1970.

[49] Haß, R.: Zur Praxisgerechten Brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton, Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985.

[50] Hinrichssmeyer, K.: Strukturorientierte Analyse und Modellbeschreibung der thermischen Schädigung von Beton, Dissertation, TU-Braunschweig, 1986.

[51] HITECO: Final Technical Report, 1999.

[52] Horiguchi, T.; Suhaendi, S.L.: Explosive spalling mitigation mechanism of fibre reinforced high strength concrete under high temperature condition, Fire design of concrete structures - from materials modelling to structural performance, Coimbra, S. 189-197, 2007.

[53] Horvath, J.; Schneider, U.: Abplatzverhalten an Tunnelinnenschalenbeton - Beitrag zur Reduzierung von Abplatzungen, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 2002 (4), S. 185-190, 2002.

[54] Horvath, J.; Schneider, U.; Diederichs, U.: Brandverhalten von Hochleistungsbetonen, Schriftenreihe Institut für Baustofflehre, Bauphysik und Brandschutz, Heft 11, Technische Universität Wien, Wien, 2004.

[55] Huismann, S.; Korzen, M.: Experimental and numerical study of high performance concrete columns subjected to fire loading, Applications of Structural Fire Engineering, Prag, S. 246-251, 2009.

[56] Jansson, R.; Boström, L.: Experimental study of the influence of polypropylene fibres on material properties and fire spalling of concrete, Fire design of concrete strucrures - From materials modelling to structural performance, Coimbra, S. 177-188, 2007.

[57] Jansson, R.; Boström, L.: Fire spalling: Theories and Experiments, Proceedings of the Fifth International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete, Ghent, S. 735-740, 2007.

[58] Jumppanen, U.-M.; Diederichs, U.; Hinrichsmeyer, K.: Material properties of F-concrete at high temperatures, Research Report 452, Technical research center of Finland VTT, Espoo, 1986.

[59] Kaiser, J.: Untersuchungen über das Auftreten von Geräuschen beim Zugversuch, Dissertation, Technische Hochschule München, 1950.

[60] Kalifa, P.; Chene, G.; Galle, C.: High-temperature behaviour of HPC with polypropylene fibres from spalling to microstructure, Cement and Concrete Research, Vol. 31 (10), S. 1487-1499, 2001.

[61] Kalifa, P.; Menneteau, F.-D.; Quenard, D.: Spalling and pore pressure in HPC at high temperatures, Cement and Concrete Research, Vol. 30 (12), S. 1915-1927, 2000.

[62] Kalinowski, M.; Trägardh, J.: Microstructure and durability of self-compacting concretes containing PP fibres, 5th International RILEM Symposium on self-compacting concrete, Ghent, S. 785-792, 2007.

[63] Khoury, G.A.: Strain of heated concrete during two thermal cycles. Part 1: Strain over two cycles, during first heating and at subsequent constant temperature, Magazine of Concrete Research, Vol. 58 (6), S. 367-385, 2006.

[64] Khoury, G.A.: Strain of heated concrete during two thermal cycles. Part 2: Strain during first cooling and subsequent thermal cycle, Magazine of Concrete Research, Vol. 58 (6), S. 387-400, 2006.

[65] Khoury, G.A.: Strain of heated concrete during two thermal cycles. Part 3: Isolation of strain components and strain model development, Magazine of Concrete Research, Vol. 58 (7), S. 421-435, 2006.

[66] Khoury, G.A.; Grainger, B.N.; Sullivan, P.J.E.: Strain of concrete during first heating to 600°C under load, Magazine of Concrete Research, Vol. 37 (133), 1985.

[67] Khoury, G.A.; Schrefler, B.A.; Gawin, D.; Majorana, C.E.: Themo-hydro-mechanical modelling of high performance concrete at high temperatures, Engineering Computations, Vol. 19 (7), S. 787-819, 2002.

[68] Kodur, V.K.R.: Fire resistance design guidelines for high strength concrete columns, ASCE/SFPE Specialty Conference of Designing Structures for Fire and JFPE, Baltimore, MD., S. 1-11, 2003.

[69] Kodur, V.K.R.; Cheng, F.P.; Wang, T.C.; Latour, J.C.; Leroux, P.D.: Fire resistance of high-performance concrete columns, IRC-IR-834, National Research Council Canada, 2001.

[70] Kodur, V.K.R.; McGrath, R.; Leroux, P.; Latour, J.C.: Fire endurance experiments on high-strength concrete columns, Research and Development Bulletin RD138, National Research Council Canada, 2004.

[71] Köppel, S.: Schallemissionsanalyse zur Untersuchung von Stahlbetontragwerken, Dissertation, Eidgenössiche Technische Hochschule Zürich, 2002.

[72] Kordina, K.; Quast, U.; Richter, E.; Haß, R.: Sonderforschungsbereich 148 - Brandverhalten von Bauteilen, Teilprojekt A1 - Brandverhalten von Stützen und Wänden im Zusammenhang mit biegebeanspruchten Bauteilen, TU-Braunschweig, Braunschweig, 1980.

[73] Kordina, K.; Quast, U.; Richter, E.; Haß, R.: Sonderforschungsbereich 148 - Brandverhalten von Bauteilen, Teilprojekt A1 - Brandverhalten von Stützen und Wänden im Zusammenhang mit biegebeanspruchten Bauteilen, TU-Braunschweig, Braunschweig, 1987.

[74] Krautkrämer, J.; Krautkrämer, H.: Ultrasonic testing of materials, 5. Auflage, Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, New York, 1990.

[75] Lankard, D.R.; Birkimer, D.L.; Fondriest, F.F.; Snyder, M.J.: Effects of moisture content on the structural properties of portland cement concrete exposed to temperatures up to 500 F, Effect of Temperature on Concrete, ACI SP-25, Detroit, S. 59-102, 1971.

[76] Lura, P.; Couch, J.; Jensen, O.M.; Weiss, J.: Early-age acoustic emission measurements in hydrating cement paste: Evidence for cavitation during solidification due to self-desiccation, Cement and Concrete Research, Vol. 39 (10), S. 861-867, 2009.

[77] Malhotra, V.M.; Biledeau, A.; Hoff, C.G.: Elevated temperature effects on hsc residual strength, Concrete International, Vol. 22 (4), S. 41-48, 2000.

[78] Meyer-Ottens, K.: Zur Frage der Abplatzungen an Bauteilen aus Beton bei Brandbeanspruchungen, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 248, Berlin, 1975.

[79] Mindeguia, J.C.: Contribution expérimentale à la compréhension des risques d'instabilité thermique des bétons, Dissertation, Universite de Pau et des Pays de l'Adour, 2009.

[80] Mindeguia, J.C.; Pimienta, P.; Carre, H.; La Borderie, C.: Experimental study on the contribution of pore vapour pressure to the thermal instability risk of concrete spalling dur to fire exposure, 1st International workshop on Concrete spalling due to fire exposure, Leipzig, S. 150-167, 2009.

[81] Nause, P.: Berechnungsgrundlagen für das Brandverhalten von Druckgliedern aus hochfesten Beton, Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 2006.

[82] Ohtsu, M.: Basic of acoustic emission and applications to concrete engineering, Materials Science Research International, Vol. 4 (3), S. 131-140, 1998.

[83] Park, C.-K.; LEE, S.-H.; KIM, G.D.; LEE, H.K.: Effect of tie spacing and section size on fire resistance of high-strength concrete column, CONSEC'07 Fifth International Conference on Concrete under Severe Conditions Environment and Loading, Vol. 2, Tours, S. 1675 - 1682, 2007.

[84] Phan, L.T.; Carino, N.J.: Mechanical properties of high-strength concrete at elevated temperatures, NISTIR 6726, National Institute of Standards and Technology, 2001.

[85] Pimienta, P.: Évolution des caractéristiques des BHP soumis à des températures élevées, CSTB, 2001.

[86] Pimienta, P.; Hagar, I.: The impact of the addition of polypropylene fibres on the mechanical properties of high performance concretes exposed to high temperatures, 6th International RILEM Symposium on Fibre Reinforced Concretes, Varenna, 2004.

[87] Pimienta, P.; Hagar, I.: Mechanical properties of HPC at high temperatures, Fire Design of Concrete Structures: What now? What next?, Milan, S. 95-100, 2004.

[88] Pimienta, P.; Hagar, I.: Transient thermal strain of high performance concretes, Creep, Shrinkage and Durability of Concrete and Concrete Structures, Nantes, S. 461-472, 2005.

[89] Pimienta, P.; Hager, I.: Mechanical behaviour of HPC at high temperature, 6th International Symposium on High Strength / High Performance Concrete, Leipzig, S. 1291-1298, 2002.

[90] Richter, E.: Sonderforschungsbereich 148, Spannungs-Dehnungs-Linien zur Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von Konstruktionsbauteilen unter Feuerangriff, TU-Braunschweig, Braunschweig, 1987.

[91] Richter, E.: Zur Berechnung der Biegetragfähigkeit brandbeanspruchter Spannbetonbauteile unter Berücksichtigung geeigneter Vereinfachungen für die Materialgesetze, Dissertation, TU-Braunschweig, 1987.

[92] RILEM: Recommendation of RILEM TC 200-HTC: mechanical concrete properties at high temperatures - modelling and applications, Part 1 bis Part 11.

[93] RILEM TC 129 MHT: Test methods for mechanical properties of concrete at high temperatures: Part 3: Compressive strength for service and accident conditions, Materials and Structures, Vol. 28 (7), S. 410-414, 1995.

[94] 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.

[95] RILEM TC 129 MHT: Test methods for mechanical properties of concrete at high temperatures: Part 7: Transient creep for service and accident conditions, Materials and Structures, Vol. 31 (5), S. 290-295, 1998.

[96] RILEM TC 129 MHT: Test methods for mechanical properties of concrete at high temperatures: Part 5: Modulus of elasticity for service and accident conditions, Materials and Structures, Vol. 37 (2), S. 139-144, 2004.

[97] 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.

[98] Sato, Y.; Yamasaki, Y.; Takishima, S.; Masuoka, H.: Precise measurement of the PVT of polypropylene and polycarbonate up to 330°C and 200 MPa, Journal of applied polymer science, Vol. 66 (1), S. 141-150, 1997.

[99] Savva, A.; Manita, P.; Sideris, K.K.: Influence of elevated temperatures on the mechanical properties of blended cement concretes prepared with limestone and siliceous aggregates, Cement and Concrete Composites, Vol. 27 (2), S. 239-248, 2005.

[100] Schickert, G.: Schwellenwerte beim Betondruckversuch - Forschungsbericht 70, Bundesanstalt für Materialforschung und Prüfung, Berlin, 1980.

[101] Schmidt, E.: VDI-Wasserdampftafeln, 6. Auflage, Springer-Verlag, 1963.

[102] Schneider, U.: Versuche an einer Warmkriechanlage, Zwischenbericht an die DFG AZ: Ko 204/13 (unveröffentlicht), TU-Braunschweig, Braunschweig, 1972.

[103] Schneider, U.: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei hohen Temperaturen, Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973.

[104] Schneider, U.: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen, Habilitation, Technische Universität Braunschweig, 1979.

[105] Schneider, U.: Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen, Heft 337, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin, 1982.

[106] Schneider , U.: Concrete at high temperatures - A general review, Fire Safety Journal, Vol. 13, S. 55-68, 1988.

[107] Schneider, U.; Diederichs, U.: Detection of cracks by mercury penetration measurements, In: Fracture mechanics of concrete, Wittmann, F.H. (Hrsg.), Elsevier, Amsterdam, S. 207-222, 1983.

[108] Schneider, U.; Diederichs, U.; Ehm, C.; Hinrichsmeyer, K.; Wydra, W.: Sonderforschungsbereich 148, Hochtemperaturverhalten von Festbeton, TU-Braunschweig, Braunschweig, 1987.

[109] Schneider, U.; Diederichs, U.; Weiß, R.: Sonderforschungsbereich 148, Hochtemperaturverhalten von Festbeton, TU-Braunschweig, Braunschweig, 1977.

[110] Schneider, U.; Herbst, H.J.: Permeabilität und Porosität von Beton bei hohen Temperaturen, Heft 403, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin, 1989.

[111] Schneider, U.; Rosenberger, W.; Diederichs, U.: Untersuchung der Rißkinetik in Beton durch Schallemissionsanalyse, Mitteilungsblatt für die amtliche Materialprüfung in Niedersachsen, Vol. 20/21, S. 44-51, 1980.

[112] Sereda, P.J.; Feldman, R.F.; Swenson, E.G.: Effect of sorbed water on some mechanical properties of hydrated portland cement pastes and compacts, Special Report - Highway Research Board, Vol. 90, S. 58-73, 1967.

[113] Simsch, G.: Tragverhalten von hochbeanspruchten Druckstützen aus hochfestem Normalbeton (B65-B115) - Forschungsbericht VDI Reihe 4 Nr.127, VDI-Verlag, Düsseldorf, 1995.

[114] Sodeikat, C.; Dauberschmidt, C.; Schoßmann, A.: Ultraschall-Echo-Verfahren und Impulsradar in der Praxisanwendung eines Ingenieurbüros, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 103 (12), S. 819-827, 2008.

[115] Sullivan, P.J.E.; Khoury, G.A.; Grainger, B.N.: Apparatus for measuring the transient thermal strain behaviour of unsealed concrete under constant load for temperatures up to 700 °C, Magazine of Concrete Reseach, Vol. 35 (125), S. 229–236, 1983.

[116] Thienel, K.C.: Festigkeit und Verformung von Beton bei hoher Temperatur und biaxialer Beanspruchung - Versuche und Modellbildung, Heft 437, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin, 1994.

[117] Thorenfeldt, E.; Tomaszewicz, A.; Jensen, J.J.: Mechanical properties of high-strength concrete and application in design, Utilization of high strength concrete, Stavanger, Norway, S. 12, 1987.

[118] Upmeyer, J.; Schaumann, P.: Zum Feuerwiderstand von Stahlbetonstützen, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 103 (7), S. 472-481, 2008.

[119] Vallen, H.: AE Testing Fundamentals, Equipment, Applications, NDT.net, Vol. 7 (9), 2002.

[120] Vargaftik, N.B.; Volkov, B.n.; Voljak, L.D.: International Tables of the surface tension of water, Journal of Physical Chemistry, Vol. 12 (3), S. 817-820, 1983.

[121] Verein Deutscher Zementwerke: Zement-Taschenbuch, 51. Auflage, Verlag Bau + Technik GmbH, Düsseldorf, 2008.

[122] Waubke, N.V.: Transportphänomene in Betonporen, Dissertation, TU-Braunschweig, 1966.

[123] Waubke, N.V.: Brandverhalten von Bauteilen, Schriftenreihe des Sonderforschungsbereichs 148, Heft 2, TU-Braunschweig, Braunschweig, 1973.

[124] Waubke, N.V.; Schneider, U.: Tensile stress in concrete due to fast vapour flow, Proceedings of the international RILEM symposium “Pore Structure and Properties of Materials”, Prag, 1973.

[125] Weise, F.; Pirskawetz, S.; Müller, U.; Meng, B.: Charakterisierung der Schädigungsprozesse in Betonen mit innovativen Prüftechniken, Beton, Vol. 56 (6), S. 268-275, 2006.

[126] Wittmann, F.H.: Bestimmung physikalischer Eigenschaften des Zementsteins, Heft 232, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1974.

[127] Yang, H.; Lin, Y.; Hsiao, C.; Liu, J.-Y.: Evaluating residual compressive strength of concrete at elevated temperatures using ultrasonic pulse velocity, Fire Safety Journal, Vol. 44 (1), S. 121-130, 2009.

[128] Zeiml, M.: Concrete subjected to fire loading - From experimental investigation of spalling and mass-transport properties to structural safety assessment of tunnel linings under fire, Dissertation, Technische Universität Wien, 2008.

Anhang A Betoneigenschaften und Probekörperdaten

Tabelle A.1: Frischbetoneigenschaften der einzelnen Mischungen des hochfesten Betons

Mischung	PP-Fasern	Mischer	Volumen [l]	Ausbreitmaß[1] [cm]		Verdichtungszeit [s]	Frischbetonrohdichte [kg/m³]	Luftporengehalt[2] [%]
HU 10	2 kg/m³	Teca	360	59	59	10	2343	3,0
HU 13		Eirich	100	57	59	15	2347	2,2
HU 14				60	60		2358	1,9
HU 15				62,5	61		2343	2,3
HU 16				62	62		2375	1,8
HU 17				61,5	62,5		2356	1,75
HU 20	keine	Zyklos	25	-	-	15	2384	1,7
HU 21				-	-		-	-
HU 24				-	-		-	-

[1)] Ausbreitmaß gemäß [28]
[2)] Luftporengehalt gemäß [29]

Tabelle A.2: Festbetoneigenschaften der einzelnen Mischungen des hochfesten Betons

Mischung	**PP-Fasern**	**Feuchtegehalt [%]**	**Druckfestigkeit [MPa] 28 Tage 150 mm Würfel**		**Druckfestigkeit [MPa] Prüfzeitpunkt Zylinder 100/300**	
			Einzelwerte	Mittelwerte	Einzelwerte	Mittelwerte
HU10	2 kg/m^3	4,3	108,7	108,8[2]	113,5	111,7
			109,0		114,4	
			108,8		107,1	
HU13		4,6	112,8	109,9	105,0	110,1
					104,6	
			105,4		114,7	
			111,4		116,1	
HU14		4,4	113,4	110,8	110,3	110,6
			109,5		110,2	
			109,6		111,1	
HU15		4,3	111,5	110,3	101,8	106,6
			107,3		111,4	
			112,0		106,4	
HU16		4,4	107,4	107,0	108,9	110,0
			104,5		112,0	
			109,0		-	
HU17		4,4	108,5	108,2	110,6	110,6
			108,4		110,5	
			107,7		-	
HU20[1]	keine	4,3	115,3	114,0[2]	-	-
			112,5		-	
			114,2		-	
HU21[1]		4,4	-	-	-	-
HU24[1]		4,5	-	-	108,7	112,2
			-		115,7	
			-		-	

Lagerung:
1. Tag in der Schalung / 2. - 7. Tag bei 20 °C unter Wasser / 8. Tag bis zur Prüfung bei 23 °C und 50 % relativer Liftfeuchte

[1] ohne PP-Fasern

[2] Festigkeiten wurden am Würfel mit 100 mm Kantenlänge ermittelt und dann auf den Würfel mit 150 mm Kantenlänge bezogen.

Anhang B Analytische Beschreibung der Ergebnisse aus den Baustoffuntersuchungen

Analytische Beschreibung der thermischen Dehnung ε_{th} des hochfesten Betons mit PP-Fasern

Bereich (I) 20 °C ≤ T ≤ 200 °C

$$\varepsilon_{th}(T) = -0{,}28 + 0{,}0114 \cdot T - 2{,}82 \cdot 10^{-6} \cdot T^2 \quad \text{(B.1)}$$

Bereich (II) 200 °C < T ≤ 250 °C

$$\varepsilon_{th}(T) = -23{,}45 + 0{,}3325 \cdot T - 1{,}46 \cdot 10^{-3} \cdot T^2 + 2{,}15 \cdot 10^{-6} \cdot T^3 \quad \text{(B.2)}$$

Bereich (III) 250 °C < T ≤ 550 °C

$$\varepsilon_{th}(T) = +14{,}21 - 0{,}159 \cdot T - 7{,}1 \cdot 10^{-4} \cdot T^2 - 1{,}298 \cdot 10^{-6} \cdot T^3 + 8{,}835 \cdot 10^{-10} \cdot T^4 \quad \text{(B.3)}$$

Bereich (IV) 550 °C < T ≤ 600 °C

$$\varepsilon_{th}(T) = +186{,}3 - 0{,}6866 \cdot T + 6{,}54 \cdot 10^{-4} \cdot T^2 \quad \text{(B.4)}$$

Bereich (V) 600 °C < T ≤ 650 °C

$$\varepsilon_{th}(T) = -3626{,}9 + 16{,}97742 \cdot T - 2{,}64031 \cdot 10^{-2} \cdot T^2 + 1{,}3682 \cdot 10^{-5} \cdot T^3 \quad \text{(B.5)}$$

Bereich (VI) 650 °C < T ≤ 750 °C

$$\varepsilon_{th}(T) = 14{,}8 - 0{,}009 \cdot T - 3{,}7 \cdot 10^{-6} \cdot T^2 \quad \text{(B.6)}$$

Bereich (VII) 750 °C < T ≤ 1200 °C (extrapoliert)

$$\varepsilon_{th}(T) = 14{,}8 - 0{,}009 \cdot T + 3{,}7 \cdot 10^{-6} \cdot T^2 \quad \text{(B.7)}$$

Analytische Beschreibung der mechanischen Dehnung (normiert) des hochfesten Betons mit PP-Fasern

$$\varepsilon_{m,n} = \frac{\varepsilon_m}{\alpha} \tag{B.8}$$

für $0 < \alpha \leq 0{,}1$

$$\begin{aligned} &20\ °C < T \leq 600\ °C && \varepsilon_{m,n}(T) = +3{,}1 - 4{,}95 \cdot e^{0{,}00431 \cdot T} \\ &600\ °C < T \leq 750\ °C && \varepsilon_{m,n}(T) = -53 - 0{,}07 \cdot e^{0{,}0082 \cdot T} \end{aligned} \tag{B.9}$$

für $0{,}1 < \alpha \leq 0{,}3$

$$\begin{aligned} &20\ °C < T \leq 600\ °C && \varepsilon_{m,n}(T) = +1{,}6 - 3{,}81 \cdot e^{0{,}0044 \cdot T} \\ &600\ °C < T \leq 750\ °C && \varepsilon_{m,n}(T) = -46{,}5 - 0{,}01 \cdot e^{0{,}0105 \cdot T} \end{aligned} \tag{B.10}$$

für $0{,}3 < \alpha \leq 0{,}4$

$$20\ °C < T \leq 575\ °C \qquad \varepsilon_{m,n}(T) = +1{,}6 - 3{,}81 \cdot e^{0{,}0044 \cdot T} \tag{B.11}$$

für $0{,}4 < \alpha \leq 0{,}5$

$$20\ °C < T \leq 460\ °C \qquad \begin{aligned} \varepsilon_{m,n}(T) = &-3{,}94 + 0{,}056 \cdot T - 8{,}34 \cdot 10^{-4} \cdot T^2 \\ &+ 2{,}67 \cdot 10^{-6} \cdot T^3 - 3{,}04 \cdot 10^{-9} \cdot T^4 \end{aligned} \tag{B.12}$$

für $0{,}5 < \alpha \leq 0{,}7$

$$20\ °C < T \leq 340\ °C \qquad \begin{aligned} \varepsilon_{m,n}(T) = &-3{,}13 - 0{,}008 \cdot T + 6{,}15 \cdot 10^{-4} \cdot T^2 - 1{,}06 \cdot 10^{-5} \cdot T^3 \\ &+ 4{,}58 \cdot 10^{-8} \cdot T^4 - 6{,}24 \cdot 10^{-11} \cdot T^5 \end{aligned} \tag{B.13}$$

Analytische Beschreibung der thermischen Dehnung ε_{th} des hochfesten Betons ohne PP-Fasern

Bereich (I) 20 °C ≤ T ≤ 200 °C

$$\varepsilon_{th}(T) = -0{,}176 + 8{,}82 \cdot 10^{-3} \cdot T + 3{,}33 \cdot 10^{-6} \cdot T^2 \quad \text{(B.14)}$$

Bereich (II) 200 °C < T ≤ 250 °C

$$\varepsilon_{th}(T) = -0{,}176 + 8{,}82 \cdot 10^{-3} \cdot T + 3{,}33 \cdot 10^{-6} \cdot T^2 \quad \text{(B.15)}$$

Bereich (III) 20 °C < T ≤ 550 °C

$$\varepsilon_{th}(T) = -0{,}155 + 7{,}601 \cdot 10^{-3} \cdot T + 1{,}716 \cdot 10^{-5} \cdot T^2 - 5{,}78 \cdot 10^{-8} \cdot T^3 + 8{,}2235 \cdot 10^{-11} \cdot T^4 \quad \text{(B.16)}$$

Bereich (IV) 550 °C < T ≤ 600 °C

$$\varepsilon_{th}(T) = -2125{,}63 + 11{,}5808 \cdot T - 2{,}10213 \cdot 10^{-2} \cdot T^2 + 1{,}2756 \cdot 10^{-5} \cdot T^3 \quad \text{(B.17)}$$

Bereich (V) 600 °C < T ≤ 650 °C

$$\varepsilon_{th}(T) = -5029{,}16 + 23{,}6477 \cdot T - 3{,}69805 \cdot 10^{-2} \cdot T^2 + 1{,}92776 \cdot 10^{-5} \cdot T^3 \quad \text{(B.18)}$$

Bereich (VI) 650 °C < T ≤ 750 °C

$$\varepsilon_{th}(T) = -60{,}4 + 0{,}2832 \cdot T - 3{,}623 \cdot 10^{-4} \cdot T^2 + 1{,}497 \cdot 10^{-7} \cdot T^3 \quad \text{(B.19)}$$

Bereich (VII) 750 °C < T ≤ 1200 °C (extrapoliert)

$$\varepsilon_{th}(T) = +13{,}96 - 4{,}26 \cdot 10^{-3} \cdot T + 1{,}08 \cdot 10^{-6} \cdot T^2 \quad \text{(B.20)}$$

Analytische Beschreibung der mechanischen Dehnung (normiert) des hochfesten Betons ohne PP-Fasern

$$\varepsilon_{m,n} = \frac{\varepsilon_m}{\alpha} \quad \text{(B.21)}$$

für $0 < \alpha \leq 0{,}1$

20 °C < T ≤ 600 °C $\quad \varepsilon_{m,n} = +0{,}8 \cdot \left(3{,}1 - 4{,}95 \cdot e^{0{,}00431 \cdot T}\right)$

600 °C < T ≤ 750 °C $\quad \varepsilon_{m,n} = -42{,}4 - 0{,}07 \cdot e^{0{,}0082 \cdot T}$ (B.22)

für $\alpha > 0{,}1$ Aufgrund fehlender Messdaten nicht möglich

Anhang C Bemessung der Stahlbetonstütze

Die Ermittlung des Lastausnutzungsgrades μ_{fi} im Brandfall für die in Kapitel 5 geprüfte Stahlbetonstütze erfolgte gemäß DIN EN 1992-1-1 [25] mit dem nationalen Anhang [26] sowie DIN EN 1992-1-2 [27].

$$\mu_{fi} = \frac{N_{Ed,fi}}{N_{Rd}} \tag{C.1}$$

$N_{Ed,fi}$ Einwirkung im Brandfall

N_{Rd} Bemessungswert der Tragfähigkeit bei Normaltemperatur.

Die Berechnung von N_{Rd} erfolgt für eine beidseitig eingespannte Stütze mit einer Knicklänge von $l_0 = l / 2$. Zur Berücksichtigung von Imperfektionen wird eine Lastausmitte von $e = l_0 / 400$ als Vorverformung angenommen.

Der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit f_{cd} errechnet sich nach Gleichung C2.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \tag{C.2}$$

mit $\alpha_{cc} = 0{,}85$

$\gamma_c = 1{,}5$

Mit der charakteristischen Druckfestigkeit f_{ck} = 90 MPa ergibt sich f_{cd} zu:

$$f_{cd} = 0{,}85 \cdot \frac{90}{1{,}5} = 50{,}0\,\text{MPa}.$$

Daraus wird in Bild C.1 ein Momenten/Normalkraft-Interaktionsdiagramm erstellt, aus dem sich die Tragfähigkeit bei Normaltemperatur N_{Rd} zu 4700 kN ergibt. Der Lastausnutzungsgrad μ_{fi} im Brandfall beträgt dann mit der Last von 3200 kN:

$$\mu_{fi} = \frac{3200}{4700} = 0{,}7\,.$$

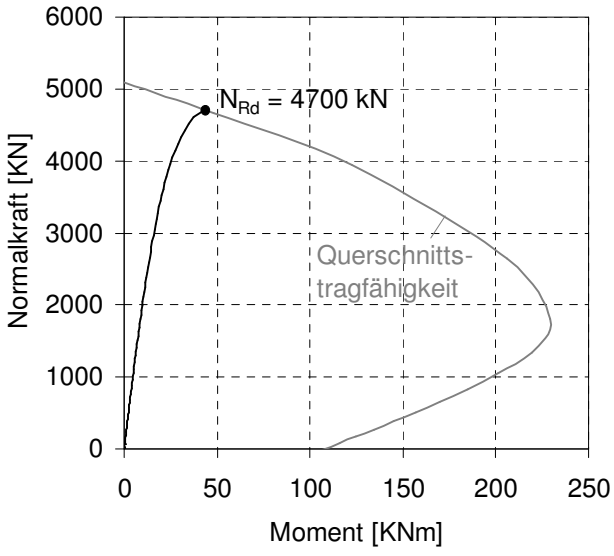
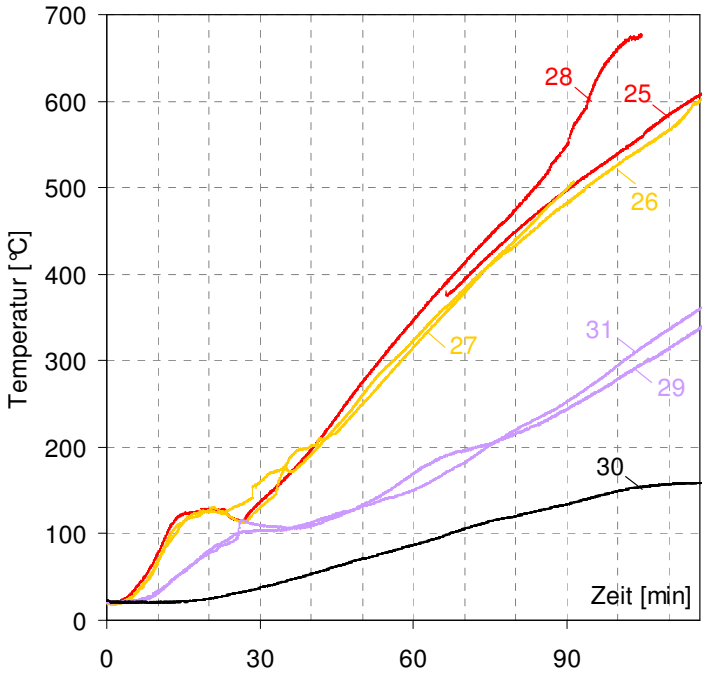
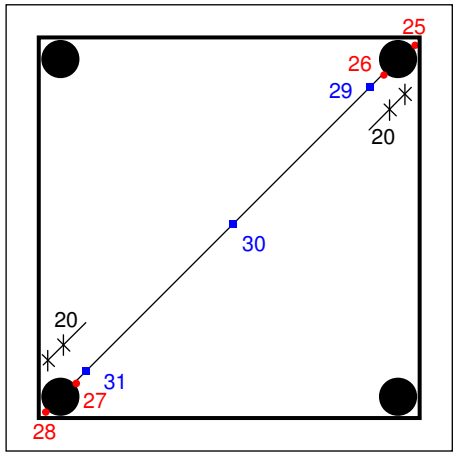


Bild C.1: Momenten/Normalkraft-Interaktionsdiagramm

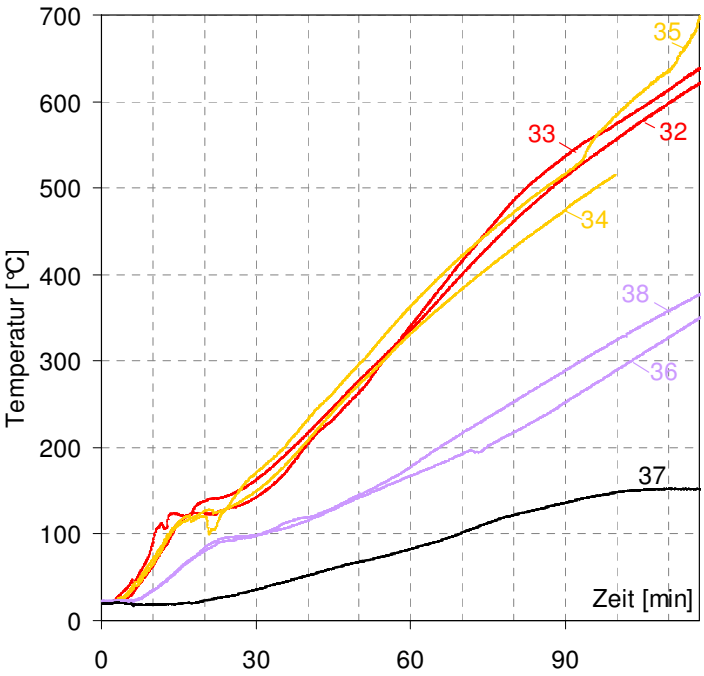
Anhang D Temperaturmessungen der Stahlbetonstütze

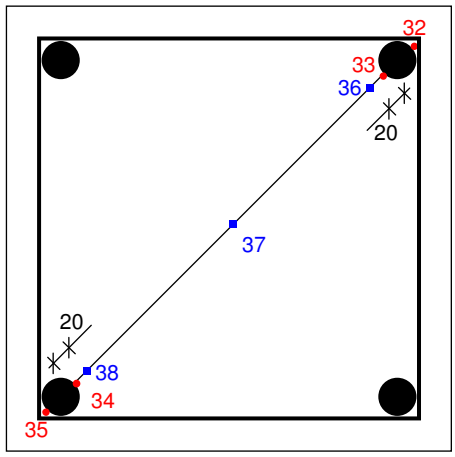




rot: Messstelle am Stahl
blau: Messstelle im Beton

Bild C.1: Temperaturen in Schnitt C_{oben} - C_{oben}





rot: Messstelle am Stahl
blau: Messstelle im Beton

Bild C.2: Temperaturen in Schnitt C_{unten} - C_{unten}

Anhang E Temperaturberechnung am Betonzylinder

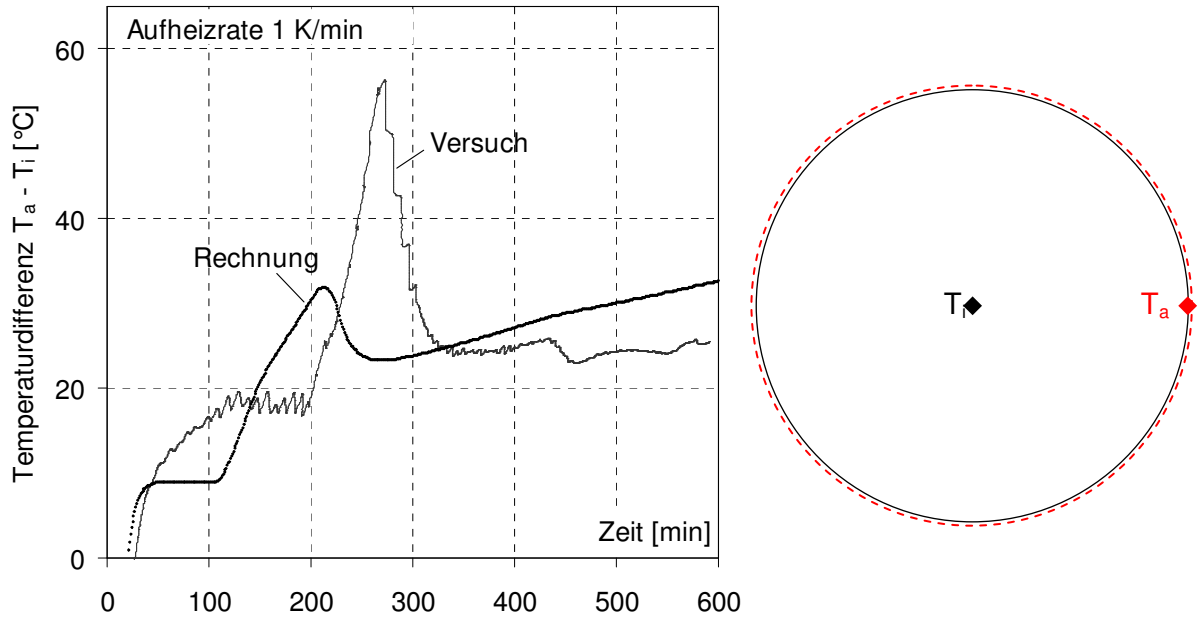


Bild D.1: Vergleich der berechneten und gemessenen Temperaturdifferenzen im Zylinder

Anhang F Materialkennwerte für die Simulationsrechnungen

F.1 Thermische Materialparameter für hochfesten Beton (gewählte Ansätze)

Wärmeleitfähigkeit λ

$20\ °C \le T < 100\ °C \qquad \lambda(T) = 2{,}5 \left[\frac{W}{m \cdot K}\right]$ (F.1)

$100\ °C \le T < 200\ °C \qquad \lambda(T) = (3{,}9 - 0{,}014 \cdot T) \left[\frac{W}{m \cdot K}\right]$ (F.2)

$200\ °C \le T < 1200\ °C \qquad \lambda(T) = \left(1{,}33 - 1{,}27 \cdot 10^{-3} \cdot T + 5{,}2 \cdot 10^{-7} \cdot T^2\right) \left[\frac{W}{m \cdot K}\right]$ (F.3)

Spezifische Wärmekapazität c_p

$20\ °C \le T < 100\ °C \qquad c_p(T) = 900 \left[\frac{J}{kg \cdot K}\right]$ (F.4)

$100\ °C \le T < 125\ °C \qquad c_p(T) = -3500 + 44 \cdot T \left[\frac{J}{kg \cdot K}\right]$ (F.5)

$125\ °C \le T < 175\ °C \qquad c_p(T) = 2000 \left[\frac{J}{kg \cdot K}\right]$ (F.6)

$175\ °C \le T < 200\ °C \qquad c_p(T) = 9000 - 40 \cdot T \left[\frac{J}{kg \cdot K}\right]$ (F.7)

$200\ °C \le T < 400\ °C \qquad c_p(T) = 900 + 0{,}5 \cdot T \left[\frac{J}{kg \cdot K}\right]$ (F.8)

$400\ °C \le T < 1200\ °C \qquad c_p(T) = 1100 \left[\frac{J}{kg \cdot K}\right]$ (F.9)

Dichte ρ

$20\ °C \le T < 115\ °C \qquad \rho(T) = \rho(20\ °C) \left[\frac{kg}{m^3}\right]$ (F.10)

$115\ °C \le T < 200\ °C \qquad \rho(T) = \rho(20\ °C) \cdot \left(1 - 0{,}02 \cdot \frac{(T - 115)}{85}\right) \left[\frac{kg}{m^3}\right]$ (F.11)

$200\ °C \le T < 400\ °C \qquad \rho(T) = \rho(20\ °C) \cdot \left(0{,}98 - 0{,}03 \cdot \frac{(T - 200)}{200}\right) \left[\frac{kg}{m^3}\right]$ (F.12)

$400\ °C \le T < 1200\ °C \qquad \rho(T) = \rho(20\ °C) \cdot \left(0{,}98 - 0{,}03 \cdot \frac{(T - 200)}{200}\right) \left[\frac{kg}{m^3}\right]$ (F.13)

F.2 Mechanische Materialparameter für hochfesten Beton

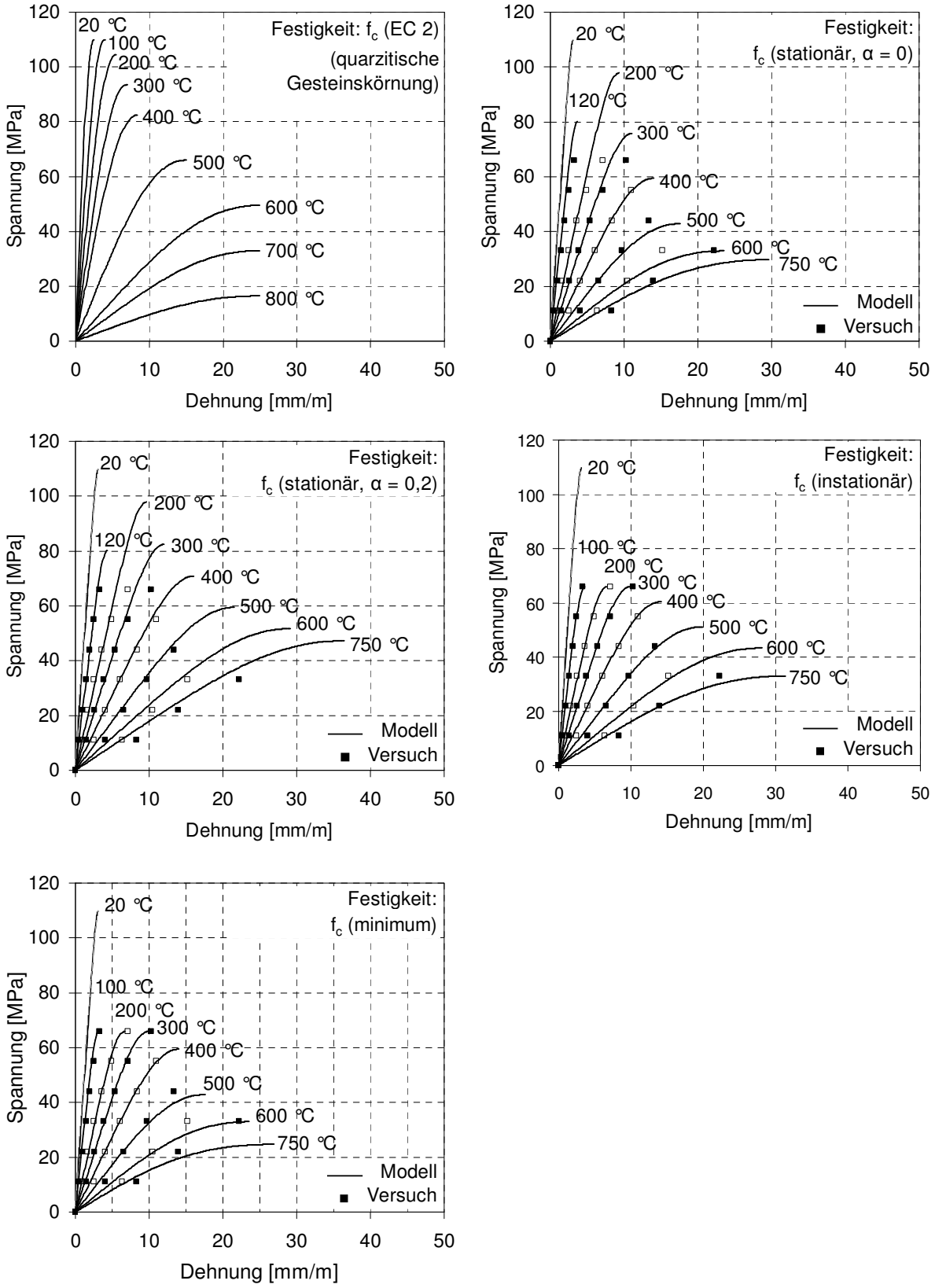


Bild F.1: Spannungs-Dehnungs-Linien für verschiedene Temperaturen gemäß Gleichung (6.3) bis zur Bruchdehnung für verschiedene Materialkennwertfunktionen der Festigkeit

Tabelle F.1: Parameter der Spannungs-Dehnungs-Linien für die Werte des Eurocode 2 (Normalbeton mit quarzitischer Gesteinskörnung)

T [°C]	**20**	**100**	**200**	**300**	**400**	**500**	**600**	**750**	**1000**	**1200**
$f_c(T) / f_c$ (20°C)	1,00	0,95	0,85	0,75	0,6	0,45	0,30	0,23	0,04	0,00
E(T) / E(20°C)	1,00	0,63	0,44	0,31	0,23	0,11	0,05	0,04	0,02	0,00
$\varepsilon_{c1}(T)$ [‰]	2,5	4,0	5,5	7,0	10,0	15,0	25,0	25,0	25,0	25,0

Tabelle F.2: Parameter der Spannungs-Dehnungs-Linien für f_c (stationär, $\alpha = 0$)

T [°C]	**20**	**120**	**200**	**300**	**400**	**500**	**600**	**750**	**1000**	**1200**
$f_c(T) / f_c$ (20°C)	1,00	0,73	0,89	0,69	0,54	0,39	0,30	0,27	0,22	0,18
E(T) / E(20°C)	1,00	0,65	0,31	0,21	0,14	0,09	0,06	0,04	0,02	0,00
$\varepsilon_{c1}(T)$ [‰]	3,2	3,8	9,3	11,2	14,0	17,6	23,6	29,6	60,0	∞

Tabelle F.3: Parameter der Spannungs-Dehnungs-Linien für f_c (stationär, $\alpha = 0,2$)

T [°C]	**20**	**120**	**200**	**300**	**400**	**500**	**600**	**750**	**1000**	**1200**
$f_c(T) / f_c$ (20°C)	1,00	0,73	0,89	0,75	0,65	0,54	0,47	0,43	0,36	0,31
E(T) / E(20°C)	1,00	0,65	0,31	0,21	0,14	0,09	0,06	0,05	0,02	0
$\varepsilon_{c1}(T)$ [‰]	3,2	4,6	9,6	12,1	16,1	21,5	29,1	36,5	73,2	∞

Tabelle F.4: Parameter der Spannungs-Dehnungs-Linien für f_c (instationär)

T [°C]	**20**	**100**	**200**	**300**	**400**	**500**	**600**	**750**	**1000**	**1200**
$f_c(T) / f_c$ (20°C)	1,00	0,6	0,6	0,6	0,55	0,46	0,38	0,30	0,13	0,00
E(T) / E(20°C)	1,00	0,65	0,31	0,21	0,14	0,09	0,06	0,04	0,02	0,00
$\varepsilon_{c1}(T)$ [‰]	3,2	3,2	6,8	10,0	14,2	20,0	27,6	31,5	50,1	∞

Tabelle F.5: Parameter der Spannungs-Dehnungs-Linien für f_c (minimum)

T [°C]	**20**	**100**	**200**	**300**	**400**	**500**	**600**	**750**	**1000**	**1200**
$f_c(T) / f_c$ (20°C)	1,00	0,6	0,6	0,6	0,54	0,39	0,30	0,225	0,04	0,00
E(T) / E(20°C)	1,00	0,65	0,31	0,21	0,14	0,09	0,06	0,04	0,02	0,00
$\varepsilon_{c1}(T)$ [‰]	3,2	3,2	6,8	10,0	14,0	17,6	23,7	26,9	99,0	∞

Im Folgenden werden die Funktionen f_c (instationär) und f_c (minimum) sowie der zugehörige E-Modul analytisch angegeben. Da die anderen Funktionen der Festigkeit das Tragverhalten nur unzureichend abbilden, wird auf deren Angabe verzichtet.

f_c (instationär)

$20\ °C \le T < 100\ °C$ $$f_c(T) = f_c(20\ °C) \cdot (1{,}1 - 0{,}005 \cdot T) \quad \text{(F.14)}$$

$100\ °C \le T < 335\ °C$ $$f_c(T) = f_c(20\ °C) \cdot 0{,}6 \quad \text{(F.15)}$$

$335\ °C \le T < 600\ °C$ $$f_c(T) = f_c(20\ °C) \cdot \left(0{,}878 - 8{,}3 \cdot 10^{-4} \cdot T\right) \quad \text{(F.16)}$$

$600\ °C \le T < 1200\ °C$ $$f_c(T) = f_c(20\ °C) \cdot \left(0{,}76 - 6{,}3 \cdot 10^{-4} \cdot T\right) \quad \text{(F.17)}$$

f_c (minimum)

$20\ °C \le T < 100\ °C$ $$f_c(T) = f_c(20\ °C) \cdot (1{,}1 - 0{,}005 \cdot T) \quad \text{(F.18)}$$

$100\ °C \le T < 335\ °C$ $$f_c(T) = f_c(20\ °C) \cdot 0{,}6 \quad \text{(F.19)}$$

$335\ °C \le T < 400\ °C$ $$f_c(T) = f_c(20\ °C) \cdot \left(0{,}878 - 8{,}3 \cdot 10^{-4} \cdot T\right) \quad \text{(F.20)}$$

$400\ °C \le T < 600\ °C$ $$f_c(T) = f_c(20\ °C) \cdot \left(1{,}74 - 4{,}2 \cdot 10^{-3} \cdot T + 3 \cdot 10^{-6} \cdot T^2\right) \quad \text{(F.21)}$$

$600\ °C \le T < 900\ °C$ $$f_c(T) = f_c(20\ °C) \cdot \left(0{,}754 + 7{,}55 \cdot 10^{-4} \cdot T\right) \quad \text{(F.22)}$$

$900\ °C \le T < 1200\ °C$ $$f_c(T) = f_c(20\ °C) \cdot \left(0{,}76 - 1{,}15 \cdot 10^{-3} \cdot T + 4{,}3 \cdot 10^{-7} \cdot T^2\right) \quad \text{(F.23)}$$

E-Modul

$20\ °C \le T < 100\ °C$ $$E(T) = E(20\ °C) \cdot (1{,}088 - 0{,}0044 \cdot T) \quad \text{(F.24)}$$

$100\ °C \le T < 335\ °C$ $$E(T) = E(20\ °C) \cdot (1{,}39 - 0{,}01 \cdot T + 2{,}925 \cdot 10^{-5} \cdot T^2 - 2{,}985 \cdot 10^{-8} \cdot T^3) \quad \text{(F.25)}$$

$335\ °C \le T < 600\ °C$ $$E(T) = E(20\ °C) \cdot \left(0{,}467 - 1{,}11 \cdot 10^{-3} \cdot T + 7{,}19 \cdot 10^{-7} \cdot T^2\right) \quad \text{(F.26)}$$

$600\ °C \le T < 1200\ °C$ $$E(T) = E(20\ °C) \cdot \left(0{,}116 - 9{,}67 \cdot 10^{-5} \cdot T\right) \quad \text{(F.27)}$$

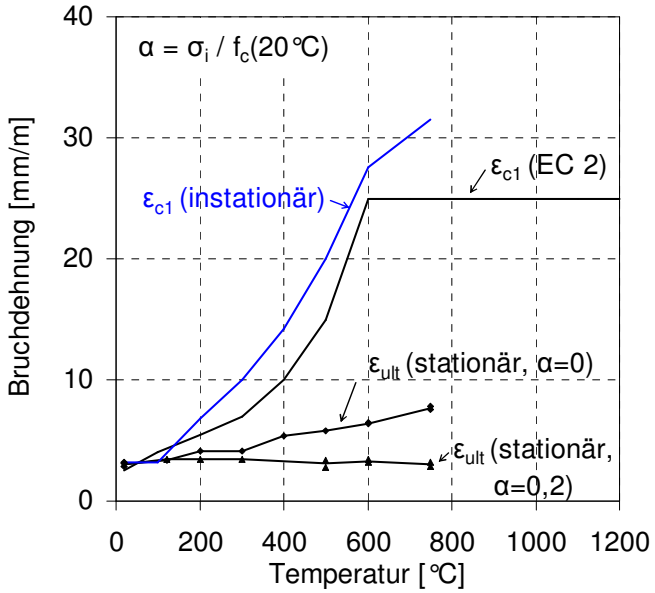


Bild F.2: Vergleich der Bruchdehnungen ε_{c1} (T) aus den instationären Kriechversuchen und dem Eurocode 2 mit den Bruchdehnungen ε_{ult} aus den stationären Druckversuchen

Die analytische Funktion der thermischen Dehnung des hochfesten Betons ist bereits in Anhang B bereichsweise angegeben, weshalb an dieser Stelle darauf verzichtet wird.

F.3 Mechanische Materialparameter für Bewehrungsstahl

Spannungs-Dehnungs-Linie für Bewehrungsstahl

$$0 \le \varepsilon < \varepsilon_{sp}(T) \qquad \sigma(\varepsilon) = E_s(T) \cdot \varepsilon \tag{F.28}$$

$$\varepsilon_{sp}(T) \le \varepsilon < \varepsilon_{sy}(T) \qquad \sigma(\varepsilon) = f_{sp} + \frac{f_{sy} - f_{sp}}{\varepsilon_{sy} - \varepsilon_{sp}} \cdot (\varepsilon - \varepsilon_{sp}) \tag{F.29}$$

$$\varepsilon_{sy}(T) \le \varepsilon < \varepsilon_{st}(T) \qquad f_{sy}(T) \tag{F.30}$$

Die temperaturabhängigen Materialkennwertfunktionen für den Bewehrungsstahl wurden im Rahmen der numerischen Simulationsrechnungen dem Eurocode 2 entnommen und werden daher nicht explizit beschrieben. Dies gilt ebenso für die thermische Dehnung des Betonstahls.

Danksagung

Diese Arbeit wurde an der BAM Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung in der Abteilung „Bauwerkssicherheit“ im Rahmen der Promotion an der Technischen Universität Wien angefertigt.

Mein besonderer Dank gilt den beiden Betreuern und Gutachtern Herrn Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dr.h.c. Ulrich Schneider von der Technischen Universität Wien sowie der Leiterin der Fachgruppe „Baustoffe“ Frau Dr. rer. nat. Birgit Meng. Ihnen danke ich für die wissenschaftliche Unterstützung während der Promotion sowie die Übernahme des Berichts.

Dem Vizepräsidenten der BAM Herrn Prof. Dr. Thomas Böllinghaus danke ich für die Finanzierung im Rahmen des Doktorandenprogramms. Ebenfalls gilt mein Dank dem Leiter der Abteilung „Bauwerkssicherheit“ Herrn Dr.-Ing. Andreas Rogge für die finanzielle Unterstützung sowie das persönliche Interesses an der Arbeit.

Hervorheben möchte ich an dieser Stelle die intensive wissenschaftliche Betreuung und das große persönliche Engagement von Herrn Dr.-Ing. Frank Weise im Rahmen der gesamten Arbeit und insbesondere der Baustoffuntersuchungen. Ebenfalls danke ich Herrn Dr.-Ing. Manfred Korzen für die wissenschaftliche Betreuung bei den Bauteiluntersuchungen und den numerischen Simulationsrechnungen.

Diese Arbeit wäre nicht möglich gewesen ohne die Mithilfe meiner Kolleginnen und Kollegen in den Fachgruppen „Baustoffe“ und „Brandingenieurwesen“, denen ich zu großem Dank verpflichtet bin. Dies gilt ebenso für die Mitarbeiter des Referats „Wissenschaftlicher Gerätebau“, die entscheidend zum Aufbau des unikalen Prüfstandes beigetragen haben.

Weiterhin möchte ich an dieser Stelle die Kollegen des RILEM Komitees „Physical Properties and Behaviour of High-Performance Concrete at High Temperature“ erwähnen, von denen ich viele hilfreiche Anregungen bekam. Hierbei seien insbesondere Herr Prof. Dr. Ulrich Diederichs von der Universität Rostock, Herr Prof. Dr. João Paulo C. Rodrigues von der Universität Coimbra sowie Herr Dr. Pierre Pimienta vom CSTB in Paris zu nennen.

Abschließend gilt mein herzlichster Dank zum einen meiner Frau Susanne, vor allem für Ihre ausdauernde Geduld und Unterstützung während der gesamten Arbeit. Zum anderen danke ich Gott, dass er mir die erforderliche Kraft und das Gelingen zu dieser Arbeit gegeben hat.