

2003-06-14

INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ

AMTLICHE MATERIALPRÜFANSTALT FÜR DAS BAUWESEN

IBMB

TU BRAUNSCHWEIG

Festigkeit und Verformung von Beton bei hoher Temperatur und biaxialer Beanspruchung – Versuche und Modellbildung

von
Karl-Christian Thienel

Heft 104 · BRAUNSCHWEIG · 1993

ISBN 3-89288-080-8

ISSN 0178-5796

1. V. 1. 1. 1.



✓
BAI
NA
699
1099

Diese Arbeit ist die vom Fachbereich für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Technischen Universität Braunschweig genehmigte Dissertation des Verfassers.

Eingereicht am: 22.03.1993
Mündliche Prüfung am: 18.06.1993
Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. F.S. Rostásy
Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. H. Duddeck

VORWORT

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der Technischen Universität Braunschweig. Meiner Arbeit liegt ein Forschungsvorhaben zugrunde, daß von der Deutschen Forschungsgemeinschaft im Rahmen einer Sachbeihilfe in dankenswerter Weise unterstützt wurde.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. F.S. Rostásy, der mir diese Arbeit ermöglichte und sie durch seine Bereitschaft zur wissenschaftlichen Diskussion förderte. Ebenso wichtig war die Unterstützung, die ich durch die Liebe meiner Familie und meiner Eltern erhielt.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. H. Duddeck danke ich für seine Arbeit, die er als Mitberichter hatte, sowie für die daraus resultierenden Anregungen. Herrn Prof. em. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. K. Kordina danke ich für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes und Herrn Prof. Dr.-Ing. H. Ahrens für die Beteiligung an der Prüfung.

Die freundliche Unterstützung durch meine Kolleginnen und Kollegen am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz war mir stets ein großer Rückhalt. Besonders möchte ich die ausgezeichnete Zusammenarbeit mit Herrn Prof. Dr.-Ing. K. Hinrichsmeyer hervorheben, der viel zum Gelingen der Arbeit beigetragen hat. Herr Dipl.-Ing. J. Huckfeldt vom Institut für Statik war in Fragen der Modellbildung ein wertvoller Ansprechpartner. Herr H.-J. Wolff führte die Versuche mit äußerster Präzision durch und löste aufgrund seiner konstruktiven Fähigkeiten zahlreiche versuchstechnische Probleme. Der zwischenzeitlich unerwartet verstorbene Herr Dipl.-Ing. Heydemann ermöglichte mit der Entwicklung und dem Bau einer neuen Regelung erst viele Versuche. Frau C. Bodmann zeichnete alle Bilder mit großer Sorgfalt. Die Arbeit wäre ohne diese Unterstützung nur schwer durchzuführen gewesen. Ihnen allen gilt daher mein Dank.

Braunschweig, im Juni 1993

Karl-Christian Thienel

INHALTSVERZEICHNIS

1.	EINLEITUNG	1
1.1	Problemstellung und Ziel	1
1.2	Gliederung der Arbeit	2
2.	STRUKTURELLE VERÄNDERUNGEN DES BETONS BEI ERHÖHTER TEMPERATUR	3
2.1	Einleitung	3
2.2	Chemisch - physikalische Veränderungen	3
2.3	Porenstruktur und Ribbildung	6
3.	STAND DER ERKENNTNISSE ZUM BETONVERHALTEN BEI ERHÖHTER TEMPERATUR	10
3.1	Betonfestigkeit bei erhöhter Temperatur	11
3.1.1	Druckfestigkeit	11
3.1.1.1	Einfluß der Betonzusammensetzung	11
3.1.1.2	Einflüsse der Probekörpergeometrie und -konditionierung	20
3.1.1.3	Hygrische Einflüsse	21
3.1.1.4	Einflüsse veränderter thermischer Randbedingungen	23
3.1.1.5	Mechanische Einflüsse	27
3.1.2	Zugfestigkeit	31
3.1.3	Zusammenfassung und offene Fragen	36
3.2	Kurzzeitverformungsverhalten des Betons bei erhöhter Temperatur	38
3.2.1	Elastizitätsmodul	38
3.2.1.1	Einfluß der Betonzusammensetzung	38
3.2.1.2	Einflüsse der Prüfmethode, Probekörpergeometrie und -konditionierung	41
3.2.1.3	Hygrische Einflüsse	41
3.2.1.4	Einflüsse veränderter thermischer Randbedingungen	43

3.2.1.5	Mechanische Einflüsse	45
3.2.2	Bruchdehnung	46
3.2.3	Querdehnzahl	49
3.2.4	Zusammenfassung der Ergebnisse und offene Probleme	50
3.3	Verformungsverhalten des Betons bei erhöhter, instationärer Temperatur	51
3.3.1	Thermische Dehnung	54
3.3.2	Transiente Kriechdehnung	56
3.3.2.1	Einfluß der Betonzusammensetzung	56
3.3.2.2	Einflüsse der Probekörpergeometrie und -konditionierung	59
3.3.2.3	Hygrische Einflüsse	59
3.3.2.4	Einflüsse veränderter thermischer Randbedingungen	60
3.3.2.5	Mechanische Einflüsse	61
3.3.3	Anisothermischer Zwang des Betons bei erhöhten Temperaturen	63
3.3.3.1	Einfluß der Betonzusammensetzung	64
3.3.3.2	Einflüsse der Probekörpergeometrie und -konditionierung	66
3.3.3.3	Mechanische Einflüsse	68
3.3.4	Zusammenfassung der Ergebnisse und offene Fragen	69
4.	VERSUCHE ZUM VERHALTEN VON BETON UNTER EIN- UND BIAXIALER BELASTUNG BEI ERHÖHTER TEMPERATUR	72
4.1	Versuchsprogramm	72
4.1.1	Ablauf der Versuche zum mehraxialen Festigkeits- und Kurzzeit verformungsverhalten	73
4.1.2	Ablauf der Versuche zum anisothermischen Betonkriechen	74
4.1.3	Ablauf der Versuche zur anisothermischen Betonzwängung	74
4.1.4	Strukturuntersuchungen	75
4.2	Baustoffe, Prüfkörper	75
4.2.1	Verwendete Betone	75
4.2.2	Herstellung, Lagerung und Geometrie der Prüfkörper	77
4.3	Versuchseinrichtung	79
4.3.1	Belastungseinrichtung für Versuche im Druck - Druck - Bereich	80
4.3.2	Belastungseinrichtung für Versuche im Druck - Zug - und Zug - Zug - Bereich	81

4.3.3	Verformungsmeßsystem	82
4.3.4	Heizsystem und Temperaturmessung	83
5.	VERSUCHSERGEBNISSE ZUM BETONVERHALTEN UNTER EIN- UND BIAXIALER BELASTUNG BEI ERHÖHTER TEMPERATUR	84
5.1	Ergebnisse der Strukturuntersuchungen	84
5.2	Festigkeitsverhalten	86
5.2.1	Darstellung der Versuchsergebnisse zum Festigkeitsverhalten	86
5.2.1.1	Einfluß der Zuschlagart	86
5.2.1.2	Einfluß des Zuschlag/Zement - Verhältnisses und des Größtkorn- durchmessers	90
5.2.1.3	Einfluß des Wasserzementwerts	92
5.2.1.4	Einfluß veränderter thermischer und mechanischer Randbedingungen	93
5.2.1.5	Einfluß des Spannungsverhältnisses	94
5.2.1.6	Einfluß der Belastung während des Aufheizens	97
5.2.1.7	Einfluß unterschiedlicher Spannungspfade	98
5.2.2	Diskussion der Versuchsergebnisse zum Festigkeitsverhalten	99
5.2.2.1	Einfluß der Zuschlagart	100
5.2.2.2	Einfluß des Zuschlag/Zement - Verhältnisses und des Größtkorn- durchmessers	102
5.2.2.3	Einfluß des Wasserzementwerts	103
5.2.2.4	Einfluß veränderter thermischer und mechanischer Randbedingungen	104
5.2.2.5	Einfluß des Spannungsverhältnisses	105
5.2.2.6	Einfluß des Belastungsgrades	106
5.2.3	Zusammenfassung	107
5.3	Elastizitätsmodul	108
5.3.1	Darstellung der Versuchsergebnisse zum Elastizitätsmodul	108
5.3.1.1	Einfluß der Zuschlagart	108
5.3.1.2	Einfluß des Zuschlag/Zement - Verhältnisses	109
5.3.1.3	Einfluß des Wasserzementwerts	109
5.3.2	Diskussion der Versuchsergebnisse zum Elastizitätsmodul	110
5.3.2.1	Einfluß der Zuschlagart	110
5.3.2.2	Einfluß des Zuschlag/Zement - Verhältnisses	111
5.3.2.3	Einfluß des Wasserzementwerts	111
5.3.3	Zusammenfassung	112

5.4	Bruchdehnung	112
5.4.1	Darstellung der Versuchsergebnisse zur Bruchdehnung	112
5.4.1.1	Einfluß der Zuschlagart und des Größtkorndurchmessers	112
5.4.1.2	Einfluß des Zuschlag/Zement - Verhältnisses	113
5.4.1.3	Einfluß des Wasserzementwerts	114
5.4.1.4	Einfluß einer Belastung beim Aufheizen	115
5.4.1.5	Einfluß unterschiedlicher Spannungspfade	116
5.4.2	Diskussion der Versuchsergebnisse zur Bruchdehnung	117
5.4.2.1	Einfluß der Zuschlagart und des Größtkorndurchmessers	117
5.4.2.2	Einfluß der Betonzusammensetzung	118
5.4.2.3	Mechanische Einflüsse	118
5.4.3	Zusammenfassung	119
5.5	Querdehnzahl	120
5.5.1	Darstellung der Versuchsergebnisse zur Querdehnzahl	120
5.5.1.1	Einfluß der Zuschlagart und des Größtkorndurchmessers	120
5.5.1.2	Einfluß des Zuschlag/Zement - Verhältnisses	121
5.5.1.3	Einfluß des Wasserzementwerts	122
5.5.2	Diskussion der Versuchsergebnisse zur Querdehnzahl	122
5.6	Kompressions- und Schubmodul	123
5.6.1	Darstellung der Versuchsergebnisse zum Kompressions- und Schubmodul	123
5.6.1.1	Einfluß der Zuschlagart und des Größtkorndurchmessers	125
5.6.1.2	Einfluß des Zuschlag/Zement - Verhältnisses	127
5.6.1.3	Einfluß des Wasserzementwerts	128
5.6.1.4	Einfluß der Belastung während des Aufheizens	129
5.6.1.5	Einfluß unterschiedlicher Spannungspfade	129
5.6.2	Diskussion der Versuchsergebnisse zum Kompressions- und Schubmodul	131
5.6.2.1	Einfluß der Zuschlagart und des Größtkorndurchmessers	131
5.6.2.2	Einfluß der Betonzusammensetzung	131
5.6.2.3	Einfluß der Belastung während des Aufheizens	132
5.6.3	Zusammenfassung	132
5.7	Thermische Dehnung	132
5.7.1	Darstellung der Versuchsergebnisse zur thermische Dehnung	132
5.7.1.1	Einfluß der Zuschlagart	132

5.7.1.2	Einfluß der Betonzusammensetzung	133
5.7.1.3	Einfluß des Wasserzementwerts	134
5.7.2	Diskussion der Versuchsergebnisse zur thermischen Dehnung	135
5.7.2.1	Einfluß der Zuschlagart	135
5.7.2.2	Einfluß des Zuschlag/Zement - Verhältnisses und des Größtkorn durchmessers	136
5.7.2.3	Einfluß des Größtkorndurchmessers	136
5.7.3	Zusammenfassung	137
5.8	Transientes Kriechen	137
5.8.1	Darstellung der Versuchsergebnisse zum transienten Kriechen	137
5.8.1.1	Einfluß der Zuschlagart und des Größtkorndurchmessers	138
5.8.1.2	Einfluß des Zuschlag/Zement - Verhältnisses	140
5.8.1.3	Einfluß des Wasserzementwerts	143
5.8.1.4	Einflüsse veränderter thermischer Randbedingungen	144
5.8.1.5	Mechanische Einflüsse	144
5.8.2	Diskussion der Versuchsergebnisse zum transienten Kriechen	147
5.8.2.1	Einfluß der Zuschlagart und des Größtkorndurchmessers	147
5.8.2.2	Einfluß des Zuschlag/Zement - Verhältnisses und des Wasser zementwerts	148
5.8.2.3	Mechanische Einflüsse	149
5.8.3	Zusammenfassung	150
5.9	Zwängung	150
5.9.1	Darstellung der Versuchsergebnisse zur Zwängung	150
5.9.1.1	Einfluß der Zuschlagart	150
5.9.1.2	Einfluß des Zuschlag/Zement - Verhältnisses	154
5.9.1.3	Einfluß des Wasserzementwerts	155
5.9.1.4	Mechanische Einflüsse	157
5.9.2	Diskussion der Versuchsergebnisse zur Zwängung	159
5.9.2.1	Einfluß der Zuschlagart und der Betonzusammensetzung	159
5.9.2.2	Mechanische Einflüsse	160
5.9.3	Zusammenfassung	160
5.10	Streuung der Messwerte	161
5.10.1	Streuung der Festigkeiten	161
5.10.2	Streuung in den transienten Kriechversuchen	161

6.	ANSÄTZE ZUM BESCHREIBEN DES FESTIGKEITS- UND VERFORMUNGSVERHALTENS VON BETON BEI ERHÖHTER TEMPERATUR UND MEHRAXIALER BELASTUNG	163
6.1	Festigkeit	163
6.1.1	Festigkeitsmodelle für mehraxial beanspruchten Beton bei Raumtemperatur	163
6.1.2	Bestehende Ansätze zum Beschreiben der Festigkeit von mehraxial beanspruchtem Beton bei erhöhter Temperatur	168
6.1.3	Festigkeitsmodell für mehraxial beanspruchten Beton bei erhöhter Temperatur	169
6.1.4	Zusammenfassung	176
6.2	Verformungsverhalten im Bruchversuch bei erhöhter Temperatur	176
6.2.1	Bestehende Ansätze zum Beschreiben der Verformung bei erhöhter Temperatur	176
6.2.2	Ergänzung des Verformungsmodells von Stankowski/Gerstle für den Bereich erhöhter Temperatur	178
6.2.3	Zusammenfassung	184
6.3	Verformungsverhalten bei erhöhter, instationärer Temperatur	185
6.3.1	Bestehende Ansätze zum Beschreiben des transienten Kriechens	185
6.3.2	Ansätze zum Beschreiben des transienten Kriechens bei mehraxialer Belastung	187
6.3.3	Zusammenfassung	194
7.	ZUSAMMENFASSUNG UND OFFENE PROBLEME	196
8.	LITERATUR	199

BEZEICHNUNGEN

Lateinische Großbuchstaben

E	Elastizitätsmodul in kN/mm^2
F	Bruchgrenzfläche
G	Zuschlaggehalt in kg/m^3 Schubmodul in kN/mm^2
H	Feuchte in M.-% Kopplungsmodul in kN/mm^2
I	Invariante des Spannungstensors
J	Invariante des Spannungsdeviators
K	Kompressionsmodul in kN/mm^2
T	Temperatur in $^{\circ}\text{C}$
W	Wassergehalt in kg/m^3
Y	Kopplungsmodul in kN/mm^2
Z	Zementgehalt in kg/m^3

Lateinische Kleinbuchstaben

d	differentieller Zuwachs
f	Festigkeit in N/mm^2
f_1	Festigkeit in der Hauptbelastungsachse in N/mm^2
f_2	Festigkeit in der zweiten Belastungsachse in N/mm^2
$f_{1,20}$	Bezugswert der einaxialen Scheibenfestigkeit in N/mm^2
r	Radius in der Deviatorebene
t	Betonalter in Tagen
w	Wasserzementwert

Griechische Buchstaben

α	Belastungsgrad $ \sigma/f_1 $
α_{ij}	kinematischer Verschiebungstensor
α_T	Wärmedehnkoeffizient
γ_0	Schubdehnung in mm/m
Δ	inkrementeller Zuwachs

ε	Dehnung in mm/m
ε_{cr}	stationäre Kriechdehnung in mm/m
ε_{tr}	transiente, anisothermische Kriechdehnung in mm/m
ε_u	Dehnung unter der Festigkeit in mm/m
ε_0	Normaldehnung in mm/m
θ	Lode- Winkel, Winkel in der deviatorischen Ebene in °
κ	Spannungsverhältnis $ \min \sigma / \max \sigma $
ν	Querdehnzahl $ \varepsilon_2(\kappa = 0)/\varepsilon_1(\kappa = 0) $, bzw. $ \varepsilon_3(\kappa = 0)/\varepsilon_1(\kappa = 0) $
σ	Spannung in N/mm ²
σ_{ij}	Spannungstensor
σ_0	Normalspannung in N/mm ²
τ_0	Schubspannung in N/mm ²
τ_{0u}	Schubfestigkeit in N/mm ²
φ	Kriechzahl

Indizes

T	Prüftemperatur
c	Druck
cc	Druck, $\kappa = 1$
cr	Kriechen, stationär
cube	Würfel, Kantenlänge 15 cm
cyl	Zylinder
el	elastisch
i	$i = 1,2,3$ Hauptrichtungen
pl	plastisch
σ	lastabhängig
sp	Spaltzug
t	Zug
th	thermisch
tot	gesamt
tr	transient, anisothermisch
tt	Zug, $\kappa = 1$
0	Ausgangswert, Oktaederwert
20	Ausgangswert bei 20 °C
28, 90	im Alter von 28, 90 Tagen

Kopfzeiger

(·) Ableitung nach der Zeit

(*) Größen des Tensors $\sigma_{ij}^* = \sigma_{ij} - \alpha_{ij}$

Vorzeichen

Zug: positiv;

Druck: negativ

Die Vorzeichen der Festigkeitswerte sowie der Vergleichsspannungen und -dehnungen sind positiv.

1. EINLEITUNG

1.1 Problemstellung und Ziel

Die mechanischen Eigenschaften des Betons werden mit steigender Temperatur einschneidend verändert. Diese Veränderungen sind zum einen für die Brandforschung wichtig. Hier interessiert insbesondere das Verhalten von Stahlbetonkonstruktionen unter kurzzeitiger anisothermischer Temperaturbeanspruchung. Zum anderen müssen die mechanischen Eigenschaften des Betons für den Entwurf von Bauwerken bekannt sein, die im normalen Betrieb oder bei Störfällen hohen Temperaturen ausgesetzt sind. Hierzu zählen u.a. Bauwerke der Energietechnik wie Kraftwerke, Bohrseln und Flüssiggasspeicher. In diesem Fall ist sowohl das Betonverhalten unter langfristig erhöhten Temperaturen, als auch das Verhalten unter anisothermischen Bedingungen von Bedeutung.

Die Bemessung solcher Bauwerke beruht zur Zeit weitgehend auf Festigkeits- und Verformungsmodellen aus Versuchen mit mehraxialer Belastung bei Raumtemperatur, entsprechende Versuche bei hoher Temperatur gibt es kaum.

In Brandversuchen mit biaxial lastabtragenden Platten wurden komplexe Spannungsumlagerungen beobachtet, die speziell während der ersten anisothermischen Phase ablaufen. Beim Nachrechnen dieser Versuche zeigte sich, daß diese Umlagerungen mit Werkstoffansätzen auf Basis von einaxialen Versuchen nicht zutreffend erfaßt werden können.

Ziel der eigenen Arbeit ist es, das Festigkeits- und Verformungsverhalten von Beton bei erhöhter Temperatur und beliebigen, biaxialen Druck- oder Zugbelastungen experimentell und theoretisch zu erfassen. Neben den Einflüssen der mechanischen Belastung werden auch jene der Betonzusammensetzung studiert. Dazu werden isothermische Bruch- sowie anisothermische Kriech- und Zwängungsversuche an Betonen unterschiedlicher Zusammensetzung durchgeführt. Die Arbeit schließt dabei an Untersuchungen im Sonderforschungsbereich 148 an. Zusammen mit den vorliegenden Ergebnissen aus einaxialen Versuchen sollen die Ergebnisse mit dazu beitragen, das Festigkeits- und Verformungsverhalten des Betons unter den genannten Beanspruchungen besser beschreiben zu können, als dies bisher möglich war.

1.2 Gliederung der Arbeit

Im ersten Teil der Arbeit wird ein Überblick der strukturellen Veränderungen des Betons bei erhöhter Temperatur gegeben, soweit sie für die spätere Diskussion des mechanischen Verhaltens erforderlich sind.

Danach wird der Kenntnisstand zum Verhalten des Betons bei erhöhter Temperatur vor dem Hintergrund verschiedener Material- und Umgebungseinflüsse beschrieben. Neben dem Festigkeits- und Verformungsverhalten in Bruchversuchen bei stationärer Temperatur werden die für das Brandverhalten von Beton wichtigen Ergebnisse aus transienten Kriech- und Zwängungsversuchen ausführlich behandelt.

Die nächsten Kapitel befassen sich mit den eigenen Versuchen. Zunächst wird das eigene Versuchsprogramm dargestellt und die verwendete Prüfeinrichtung beschrieben. Die anschließende Auswertung umfaßt wesentliche Ergebnisse zur Hochtemperaturfestigkeit von portlandzementgebundenem Beton unter verschiedenen Belastungen in der biaxialen Spannungsebene, signifikante Größen des Kurzzeitverformungsverhaltens wie E-Modul, Bruchdehnung, Querdehnzahl, sowie Schub- und Kompressionsmodul. Hinzu kommen transiente Kriech- und Zwängungsversuche unter ein- und biaxialer Beanspruchung. Die Resultate werden auf der Grundlage der strukturellen Veränderungen des Betons diskutiert und den maßgebenden Mechanismen zugewiesen.

Zum Schluß werden Festigkeits- und Verformungsmodelle, die für den Einsatz bei Raumtemperatur bereits vorhanden sind, für die Anwendung auf Bruchversuche bei erhöhter Temperatur ausgewählt und ihre Eignung bewertet. Für das transiente Kriechen wird ein neuer Ansatz vorgestellt und beurteilt.

2. STRUKTURELLE VERÄNDERUNGEN DES BETONS BEI ERHÖHTER TEMPERATUR

2.1 Einleitung

Das Festigkeits- und Verformungsverhalten des Betons unter der Einwirkung erhöhter Temperaturen wird entscheidend von den chemischen und physikalischen Veränderungen seiner einzelnen Bestandteile bestimmt. Bei diesen Veränderungen handelt es sich hauptsächlich um Abbaureaktionen, die bevorzugt im Zementstein, aber auch in verschiedenen Zuschlagarten ablaufen. Daneben kommt es vorwiegend in den Zuschlägen zu Kristallumwandlungen.

Diese Veränderungen werden in vielen Fällen mit Hilfe der Differentialthermoanalyse (DTA) und der Thermogravimetrie (TG) bzw. Differentialthermogravimetrie (DTG) untersucht. Die Differentialthermoanalyse liefert Aufschlüsse über die bei einer bestimmten Temperatur im Material ablaufenden Zersetzungsprozesse (Reaktionen). Dazu werden die Temperaturdifferenzen beim Aufheizen zwischen der zu untersuchenden Probe und einer gleichzeitig erhitzten Inertprobe (Al_2O_3) erfaßt. Der parallele Einsatz der Thermogravimetrie ermöglicht es anhand der gemessenen Gewichtsverluste, die bei Reaktionen auftretenden Massenumsätze zu ermitteln und die Umsetzungsraten durch die Differentialkurve (DTG) markant hervorzuheben. Die Kombination beider Verfahren gestattet es, die einzelnen Reaktionen genau zu charakterisieren: werden mit der TG chemische Umwandlung und Entwässerungsvorgänge festgestellt, so erfaßt die DTA zusätzlich physikalische Veränderungen, die ohne Gewichtsverluste ablaufen. Neben diesen beiden Verfahren werden in geringerem Maße noch die Röntgendiffraktometrie und die Infrarotspektroskopie beim Beobachten struktureller Veränderungen angewendet.

2.2 Chemisch - physikalische Veränderungen

Bild 2.1 zeigt im oberen Teil Thermogramme portlandzementgebundener Normalbetone mit Quarz- bzw. Basaltzuschlag. Der untere Teil des Bildes gibt die entsprechenden Gewichtsverlustkurven wieder /125/. Die verschiedenen Extrema und der Verlauf der Gewichtsverlustkurve werden exemplarisch für den quarziti-schen Beton erläutert /113, 125, 148/:

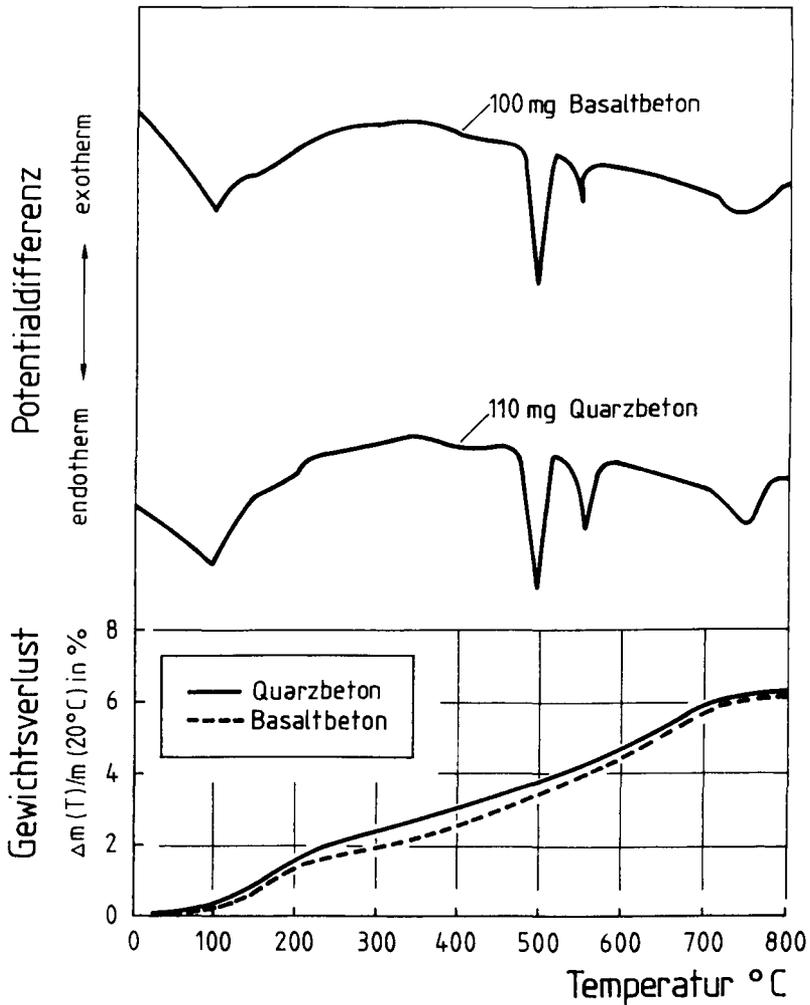
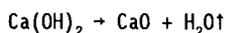


Bild 2.1: Differentialthermoanalyse und Gewichtsverlust von Normalbeton mit verschiedenen Zuschlägen /125/

Der anfängliche Gewichtsverlust bis 100 °C wird überwiegend vom Verdampfen des physikalisch gebundenen Wassers aus den Grobporen verursacht. Ab 100 °C setzt durch den erhöhten Dampfdruck ein forcierter Gewichtsverlust ein, der dem Verdampfen des Porenwassers zuzuordnen ist. Ferner werden zwischen 70 °C

und 110 °C das Ettringit und zwischen 90 °C und 160 °C der Gips zersetzt /80/. Etwa ab 220 °C nehmen die Gewichtsverluste in geringerem Umfang zu. Es wird nun vor allem Wasser aus den feineren Poren freigesetzt. Ferner wird chemisorbiertes Wasser ausgetrieben. Unterschiedliche Ausgangsfeuchten machen sich im Thermogramm durch signifikant differierende Gewichtsverluste bemerkbar; der qualitative Kurvenverlauf wird nicht verändert. Oberhalb von 250 °C - 300 °C ist dieser Einfluß verschwunden /57/. Das ausdampfende Wasser und der Strömungswiderstand des Materials erzeugen im Inneren der Probe einen hohen Dampfdruck. Daraus resultiert ein interner Autoklav - Prozeß, durch den der Anteil nichthydratisierter Zementpartikel sowie der Gehalt an β -C₂S und C₃S im Temperaturbereich von 100 °C bis 400 °C abnimmt /97/. In dem durch das freiwerdende Wasser entstehenden Mikroklima wird ferner ein Teil des Ca(OH)₂ zu CaCO₃ karbonatisiert /97, 113/.

Zwischen 450 °C und 550 °C verursacht die Zersetzung des nicht karbonatisierten Portlandzements



das endotherme Maximum und den wieder verstärkten Gewichtsverlust /120/. Das nächste endotherme Maximum bei 573 °C wird durch die reversible $\alpha \rightarrow \beta$ Kristallumwandlung des Quarzes hervorgerufen. Diese Reaktion bewirkt in quarzitischem Material eine Volumenzunahme von etwa 5,7 % /148/.

Oberhalb von 600 °C beginnt das Zersetzen des CaCO₃ bei gleichzeitiger Zunahme von CaO /97/. Bis 700 °C zerfallen die CSH-Phasen und bilden unter Abgabe von Wasser β -C₂S. Von Piasta /96/ wird an reinen Klinkermineralien zwischen 630 °C und 700 °C eine starke Volumenzunahme konstatiert, die mit der polymorphen Veränderung von β -C₂S in α' -C₂S verbunden ist.

Neben den beschriebenen Umwandlungsreaktionen laufen parallel weitere Strukturveränderungen ab. So ist aus quantitativen Unterschieden zwischen den Ergebnissen der Röntgendiffraktometrie und der TG abzulesen /97/, daß oberhalb von 500 °C das Portlandit sowohl in amorpher als auch in kristalliner Form vorliegt. Ähnliche Beobachtungen werden von Schneider /113/ in diesem Temperaturbereich für CaO beschrieben.

Bei den oben beschriebenen Reaktionen wird stillschweigend vorausgesetzt, daß der Beton unversiegelt temperiert wird. Unter versiegelten Konditionen treten infolge der veränderten hygrischen Randbedingungen weitere Effekte auf. Da

diese Reaktionen bei den eigenen Versuchen wegen der kurzen Versuchsdauer kaum von Bedeutung sind, sei an dieser Stelle auf die Arbeit von Seeberger et al. /128/ zu dieser Thematik verwiesen.

Die wesentlichen Reaktionen sind in /138/ für die verschiedenen Temperaturbereiche tabellarisch zusammengestellt. Die beschriebenen Beobachtungen können auch auf den Basaltbeton übertragen werden.

2.3 Porenstruktur und Ribbildung

Die Porenstruktur des Betons setzt sich aus

- der Porosität des Zementsteins,
- der Porosität der Verbundzone zwischen Zementstein und Zuschlag und
- der Porosität des Zuschlags

zusammen /21/. Die Porosität des Zuschlags ist bei den im folgenden untersuchten Normalzuschlägen zu vernachlässigen /124/.

Die im vorangegangenen Abschnitt beschriebenen chemisch - physikalischen Reaktionen wirken sich in Form einer veränderten Porenstruktur und insbesondere durch Ribbildung auf die Betonstruktur aus. Die Auswirkung erhöhter Temperaturen auf Porenvolumina und innere Oberflächen des Betons können zuverlässig mit den Methoden der N_2 - Sorption und der Quecksilberporosimetrie erforscht werden /51, 125, 128, 154/.

Am Beispiel der in Bild 2.2 dargestellten Porenradienverteilungen eines thermisch beanspruchten Normalbetons werden die verschiedenen Beobachtungen diskutiert /51/. Die gerasterten Bereiche unter den Kurven geben die Zementsteinporosität wieder, die hell schraffierten Flächen die Porosität der Verbundzone einschließlich der Schwindrisse. Grundsätzlich sind beide Porensysteme nur über den Vergleich mit parallelen Versuchen an reinem Zementstein zu trennen.

Bis 150 °C werden beide Porenarten durch das Verdampfen des physikalisch gebundenen Wassers vergrößert; die Maxima der Porenradienverteilung werden zu größeren Porenradien verschoben. Bereits eine geringe Temperaturbeanspruchung führt dabei zu einer deutlich reduzierten Gelporosität. Oberhalb von 150 °C ist es sinnvoll die einzelnen Anteile der Gesamtporosität getrennt zu be-

trachten: die Zementsteinporosität auf der einen und auf der anderen Seite die Verbundporosität zusammen mit den Mikrorissen z. B. infolge Schwinden.

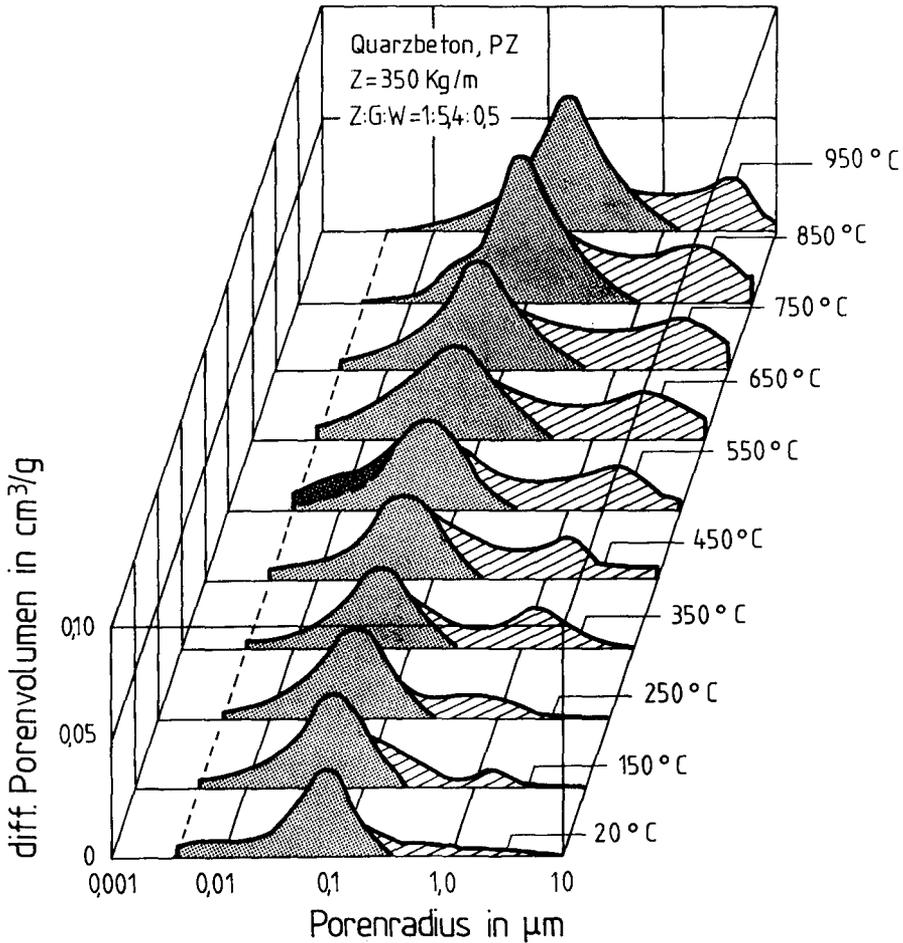


Bild 2.2: Porenradienverteilung eines thermisch beanspruchten Normalbetons /51/

Für den Zementstein stellten Rostásy et al. /104/ fest, daß das im Mörtel bis etwa 300 °C entstehende Porenvolumen geringer ist als es aufgrund des freigesetzten Wassers sein müßte. Von Piasta et al. /97/ wird dies geringere Poren-

volumen durch das Schwinden des Zementsteins, die Hydratation bis dahin unhydratisierter Zementkörner und durch Karbonatisierung erklärt. Messungen der spezifischen Oberfläche und des spezifischen Porenvolumens belegen insgesamt eine stabile Struktur des Zementsteins bis 450 °C /125/. Allerdings beginnt im Zementstein durch thermische Inkompatibilität zwischen den einzelnen Klinkerphasen um $\text{Ca}(\text{OH})_2$ - Konzentrationen herum eine Mikrorißbildung. Sie setzt ab 400 °C auch um die noch nicht hydratisierten Klinkerkörner herum ein, die in diesem Zusammenhang wie kleinste Zuschläge wirken /88/. Die Mikrorisse im Zementstein können als Matrixrisse zusammengefaßt werden.

Zwischen 450 °C und 550 °C entsteht durch den Zerfall des Portlandits das sehr poröse CaO, dessen - im Vergleich zum Portlandit - geringeres Volumen den in Bild 2.2 bei 550 °C dunkler angelegten Porenraum entstehen läßt. Nach Abschluß der Portlanditzersetzung wird die Struktur des Zementsteins bis 650 °C kaum weiter verändert. Mit dem Abbau der CSH-Phasen und dem Bilden von $\beta\text{-C}_2\text{S}$ steigt oberhalb von 650 °C das Kapillarvolumen erneut deutlich an. Ab etwa 750 °C wird der häufigste Porenradius weiter zu größeren Radien verschoben /51/.

Im Gegensatz zu den diskontinuierlichen Veränderungen der Zementsteinporosität vergrößern sich das Porenvolumen und der häufigste Porenradius der zusammengefaßten Mikroriß- und Verbundzonenporosität stetig, aber nicht gleichmäßig mit steigender Temperatur. Zudem ist aus Bild 2.3 zu ersehen, daß die Rißbreite auch vom Größtkorndurchmesser der Zuschläge abhängt. Bis 150 °C besteht grundsätzlich die Möglichkeit von Haftrissen in der Kontaktzone zwischen Zuschlag und Zementstein durch die anfangs größere thermische Dehnung des Zementsteins. In der Regel werden die Gefügespannungen jedoch durch das hohe Kriechvermögen des noch feuchten Zementsteins abgebaut. Bei weiter ansteigender Temperatur wechselt das Vorzeichen der thermischen Dehnungsdifferenz; die Unterschiede nehmen nun stetig zu. Dadurch werden in der Aufheizphase Risse in der Zementsteinmatrix verursacht, die auf das Zuschlagkorn normal gerichtet sind /52/.

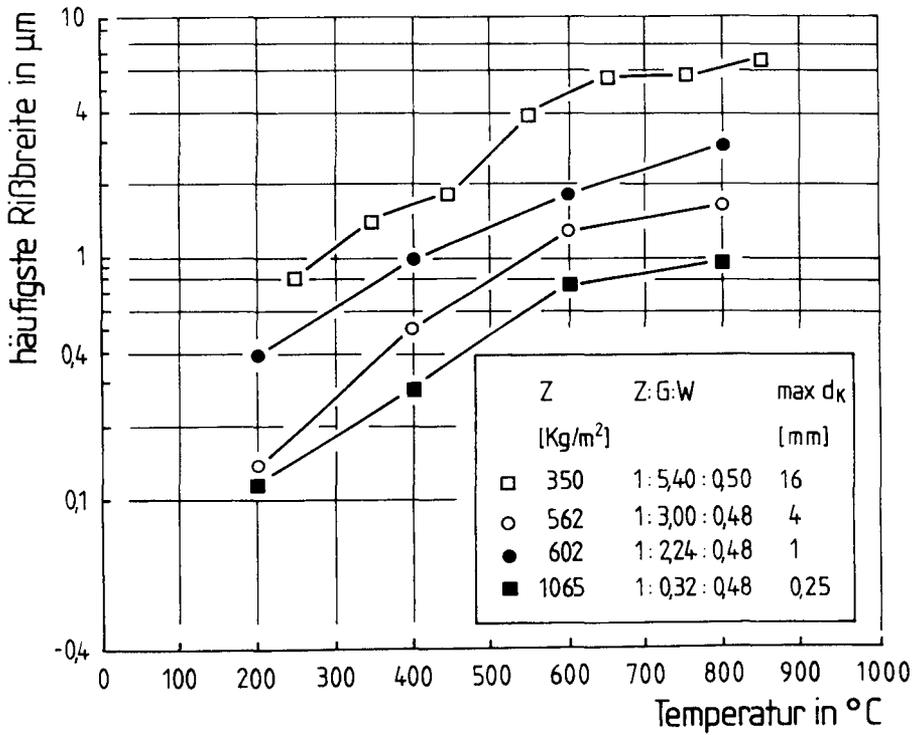


Bild 2.3: Häufigste Rißbreite in Abhängigkeit vom Größtkorndurchmesser und der Temperatur /51/

3. STAND DER ERKENNTNISSE ZUM BETONVERHALTEN BEI ERHÖHTER TEMPERATUR

Bei erhöhter Temperatur unterliegt das Verhalten des Betons zahlreichen Einflüssen /3, 72, 98/. Für eine strukturierte Auflistung wird unter anderem von Khoury et al. /61/ eine Unterteilung in Material- und Umgebungseinflüsse vorgeschlagen. In Anlehnung an Budelmann /7/ ist diese Unterteilung noch weiter zu differenzieren; die einzelnen Einflüsse lassen sich dann folgendermaßen zusammenfassen:

- Einflüsse der Betonzusammensetzung:
Zuschlagart, -größtkorn und -sieblinie, Zementart und -menge, Wasserzementwert, Zusatzmittel und -stoffe.
- Einflüsse aus der Probekörpergeometrie und -konditionierung:
Größe, Gestalt, Alter, Lagerungsfeuchte und -temperatur, Hydratationsgrad, Karbonatisierung.
- Hygrische Einflüsse:
Probenfeuchte (versiegelt, frei austrocknend), Feuchtegradient.
- Thermische Einflüsse:
Temperaturhöhe, -gradient, Temperierungsdauer, Aufheiz- und Abkühlgeschwindigkeit, Zahl der Temperaturzyklen.
- Mechanische Einflüsse:
Belastungsgrad¹⁾, -verhältnis, -geschwindigkeit und -geschichte, Prüfmaschine (Lasteinleitung, Steifigkeit).

Die hier vorgenommene Aufteilung darf nicht darüber hinwegtäuschen, daß sich einzelne Faktoren wechselseitig beeinflussen. Die Bedeutung der verschiedenen Einflußgrößen im Hinblick auf das mechanische Verhalten, wird in den folgenden Abschnitten näher beleuchtet.

Da die Höhe der Prüftemperatur in allen Untersuchungen die übergeordnete Einflußgröße ist, wird sie nur in einzelnen Fällen getrennt als Parameter untersucht.

¹⁾ Mit Belastungsgrad wird im Folgenden immer das Verhältnis der während des Aufheizens aufgetragenen Spannung zur Festigkeit bezeichnet.

3.1 Betonfestigkeit bei erhöhter Temperatur

3.1.1 Druckfestigkeit

Die Druckfestigkeit ist die am häufigsten untersuchte mechanische Eigenschaft des Betons. Bedingt durch unterschiedliche Zielsetzungen variieren die untersuchten Parameter und Randbedingungen erheblich. Zusammenfassende Darstellungen sind u.a. in /3, 9, 40, 42, 63, 116/ enthalten. Nachfolgend sind insbesondere die Erkenntnisse zur Festigkeit zusammengefaßt, die im Hinblick auf die eigenen Untersuchungen zum Verhalten des biaxial belasteten Betons bei kurzzeitiger Temperaturbeanspruchung wichtig sind.

3.1.1.1 Einfluß der Betonzusammensetzung

Ein dominierender Untersuchungsparameter ist in vielen Arbeiten die Zuschlagart. Bild 3.1 zeigt den temperaturabhängigen Verlauf der Heißdruckfestigkeit für Normal- und Leichtbetone. Die Probekörper waren während der Temperierung nicht belastet und konnten frei austrocknen. Bis etwa 200 °C ist keine eindeutige Tendenz abzulesen. Festigkeitsverlusten von etwa einem Drittel des Ausgangswerts stehen in diesem Temperaturbereich geringe Zugewinne an Festigkeit gegenüber. Diese Veränderungen werden i. w. von der Betonfeuchte bestimmt (vgl. Kap. 3.1.1.3); die Zuschlagart ist noch von untergeordneter Bedeutung. Bis etwa 400 °C verlaufen die Kurven mit leicht fallender Tendenz. In Anbetracht der unterschiedlichen Zusammensetzungen ist die Bandbreite der Ergebnisse gering; lediglich die Messwerte von Marechal /79/ weichen auffallend nach unten ab. Die steigenden Rißvolumina und -breiten in der Betonmatrix sind ursächlich für den bis 400 °C auftretenden Festigkeitsverlust verantwortlich. Sie kommen durch die unterschiedliche thermische Ausdehnung von Zuschlag und Mörtelmatrix zustande /51, 52, 128/.

			Zuschlagart	Z : G : W
-◇-	/ 4/	Anderberg, Thelandersson	Quarz	1 : 4,80 : 0,60
-△-	/119/	Schneider et al.	Quarz	1 : 8,20 : 0,87
-▽-	/119/	Schneider et al.	Quarz	1 : 5,50 : 0,54
-○-	/ 4/	Furumura et al.	Quarz	1 : 5,70 : 0,65
-□-	/ 79/	Marechal	Quarz	
-●-	/121/	Schneider et al.	Basalt, Quarzsand	1 : 5,50 : 0,50
-◆-	/ 49/	Harmathy, Berndt	Blähton	1 : 6,09 : 0,79
-●-	/119/	Schneider et al.	Blähton, Quarzsand	1 : 3,28 : 0,54
-■-	/119/	Schneider et al.	Blähton, Quarzsand	1 : 2,44 : 0,64
-▼-	/109/	Sarchar	Lytag	1 : 2,34 : 0,67
-▲-	/ 79/	Marechal	Blähton	

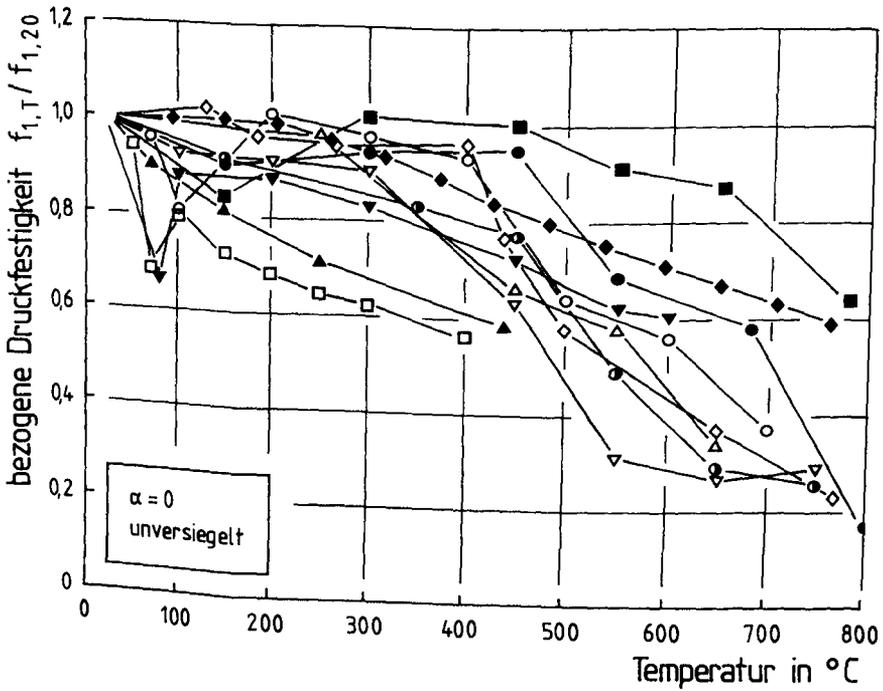


Bild 3.1: Einaxiale Heißdruckfestigkeit

Oberhalb von etwa 400 °C muß der Festigkeitsverlauf für die verschiedenen Zuschlagarten differenziert betrachtet werden. Dabei muß gerade im Temperaturbereich zwischen 400 °C und 550 °C bei der Diskussion der Ergebnisse zum Einfluß des Zuschlages darauf geachtet werden, daß der temperaturabhängige Festigkeitsverlauf entscheidend von anderen betontechnologischen Parametern mit bestimmt wird, auf die später noch eingegangen wird. Während Beton mit quarzitischem oder anderem silikatischen Zuschlag deutliche Festigkeitsverluste von bis zu 40 % der Ausgangsfestigkeit aufweist, nimmt die Heißdruckfestigkeit von Leichtbeton in erheblich geringerem Umfang ab. Der von Schneider et al. /121/ untersuchte Basaltbeton verhält sich wie quarzitischer Beton. Dies könnten die quarzitischen Feinanteile verursachen. Unterstützt wird diese Vermutung durch den deutlichen Druckfestigkeitsabfall eines Leichtbetons, der ebenfalls quarzitisches Feinanteile enthält.

Für die differierenden Entfestigungen sind verschiedene Mechanismen verantwortlich, die nur in ihrer Gesamtheit im Stande sind, die Festigkeitsverluste qualitativ zu begründen; eine isolierte Betrachtung hätte widersprüchliche Aussagen zur Folge. Vornehmlich wird der ausgeprägte Festigkeitsverlust durch den beginnenden Portlandziterfall bewirkt /113, 148/ (vgl. Tabelle 2.1). Dies bestätigt der temperaturabhängige Festigkeitsverlauf von Normalbeton mit portlanditfreiem Bindemittel (F-Zemente) /54/, der nicht diesen signifikanten Festigkeitsverlust aufweist. Ein zweiter Entfestigungsmechanismus resultiert aus der weiter zunehmenden Differenz der thermischen Ausdehnung von Zuschlag und Bindemittel. Er steht quantitativ hinter dem ersten zurück /51/.

Die Druckfestigkeit des Normalbetons bei Raumtemperatur wird primär von der Zementsteinfestigkeit bestimmt. Bei Leichtbeton tritt deren Bedeutung hinter der der Korneigenfestigkeit zurück /152/. Mithin dürfte sich eine Schädigung des Zementsteins bei Leichtbeton nicht so gravierend auswirken, wie dies bei Normalbetonen zu erwarten ist. Hinzu kommt der unterschiedliche Lastabtrag in der Betonmatrix von Leicht- und Normalbeton, der diesen Effekt fördert. Widersprüche treten hier jedoch im Vergleich von Kalkstein- und Leichtbeton auf, deren Festigkeitsveränderungen sich nicht wesentlich unterscheiden.

Ferner wäre es durchaus denkbar, daß sich bei den verschiedenen Betonen die Belastungsgrade des Zementsteins im Gefüge unterscheiden. Dies wäre der Fall, wenn man Betone unterschiedlicher Ausgangsfestigkeit miteinander vergliche. So genügen die meisten hier betrachteten Leichtbetone allenfalls den Anforde-

rungen an einen LB25. Die festeren Leichtbetone von Sarshar /109/ und Marechal /79/ erfahren die stärkste Entfestigung. Vergleichbare Festigkeitseinbußen wurden auch bei hochfesten Leichtbetonen von Diederichs et al. /25/ gemessen.

Nach Abschluß der Portlanditersetzung bei etwa 550 °C ist ein recht uneinheitliches Verhalten zu konstatieren. Während sich bei den Betonen, die infolge der Portlanditersetzung die deutlichsten Festigkeitseinbußen erlitten haben, der Festigkeitsabfall verlangsamt und teilweise sogar stagniert, schreitet bei den anderen Betonen die Degradation insbesondere oberhalb von 650 °C zum Teil verstärkt fort. Dieser neuerliche Festigkeitsabfall fällt zum einen mit einer verstärkten Zunahme der Porosität zusammen, die durch das Zersetzen der stabilen CSH-Phasen hervorgerufen wird. Dabei kann die Druckfestigkeit des Zementsteins bis auf 15 % der Ausgangsfestigkeit abfallen /92/. Zum anderen treten bei der Messung der Schallemissionsaktivität während des Aufheizens zwischen 550 °C und 650 °C die höchsten Werte auf. Aus diesen parallel durchgeführten Messungen kann direkt auf ein markantes Rißwachstum durch die extrem werdende Dehnungsdifferenz aufgrund der Quarzumwandlung zwischen Zuschlag und Zementstein geschlossen werden /66/, was wiederum zur Entfestigung führt.

Neben den für Bild 3.1 ausgewählten Zuschlagarten liegen sowohl für Kalk- und Sandstein als auch für die silikatischen Zuschläge zahlreiche Ergebnisse vor. Der Verlauf der Festigkeitsverluste der allgemein als silikatisch bezeichneten Betone /1, 79/ stimmt mit denen der quarzischen Betone gut überein. Dagegen sind die Festigkeitseinbußen von Kalk- und Sandsteinbeton /1, 11, 53, 72, 121/ eher mit denen der beschriebenen Leichtbetone zu vergleichen.

Bedeutend weniger Aufmerksamkeit als den verschiedenen Zuschlägen wurde dem Einfluß der Zementart gewidmet. Dies liegt sicher an dem Umstand, daß die gebräuchlichsten, Portland- und Hochofenzement, sich nicht so deutlich unterscheiden, wie dies bei den oben beschriebenen Zuschlägen der Fall ist. Der temperaturabhängige Verlauf der Festigkeit des Zementsteins wird für Portlandzement, Trasszement mit 25 % Trass sowie Hochofenzement mit maximal 50 % Hüttensand in eine Anstiegszone bis 300 °C und eine Entfestigungszone zwischen 300 °C und 800 °C eingeteilt /92/. Die Festigkeitserhöhung des Portlandzements ist besonders ausgeprägt, während bei der Entfestigung keine Unterschiede erkennbar sind. Das Verhalten der Mörtel und Betone weicht von

dem des isolierten Zementsteins ab. So zeigt Portlandzementmörtel unabhängig von der Zuschlagart zunächst nicht den beschriebenen Festigkeitsanstieg. Oberhalb von 450 °C stellen sich dann stärkere Festigkeitseinbußen ein als dies etwa bei Mörteln auf Hochofen- oder Trasszementbasis der Fall ist /116/. Die Unterschiede sind bei Beton noch ausgeprägter /39, 109/.

Am Beispiel von portlandzementgebundenem Beton zeigt sich, daß auch innerhalb einer Zementart durchaus markante Unterschiede der Temperaturbeständigkeit möglich sind. Bei einem C_3A Gehalt von über 8 % werden ab 330 °C erheblich größere Festigkeitsverluste durch den teilweisen Zerfall und die Umkristallisation der Kristallhydrate der Calciumhydrosulfoaluminat hervorgerufen /89/.

Andere Zementsorten zeigen aufgrund ihrer abweichenden chemischen Zusammensetzung deutlich veränderte DTA - Verläufe, die sich zum Teil in der Temperaturbeständigkeit der damit hergestellten Betone widerspiegeln. Die Abwesenheit des $Ca(OH)_2$ macht sich in der DTA - Kurve durch Entfallen des zugehörigen endothermen Peaks bemerkbar. Der Einsatz von F-Zement führt zunächst bis 150 °C zu einem größeren Anstieg der Festigkeit als bei PZ - gebundenem Beton. Zwischen 150 °C und 750 °C nimmt die Festigkeit dieser Betone kontinuierlich ab, ohne die mit dem Portlanditabbau verbundene deutliche Entfestigung zu erfahren /54/.

Die schlechteste Temperaturbeständigkeit weist Tonerdeschmelzzement auf. Hier macht es sich nachteilig bemerkbar, daß dieser Zement im wesentlichen aus Calciumaluminaten besteht. Bereits bei 25 °C und der noch in der Probe vorhandenen Restfeuchte wird das Monocalciumaluminathydrat unter Abspalten von $\gamma-Al(OH)_3$ in Tricalciumaluminathydrat umgewandelt. Dies erhöht die Porosität des Zementsteins und senkt die Festigkeit /74/. Bei Temperaturen von 100 °C - 400 °C treten erneut höhere Festigkeitseinbußen auf /48, 86/. Dieses für Tonerdeschmelzzemente typische Merkmal hängt mit der stufenweisen vollständigen Dehydratation der Aluminate zusammen /84/. In den Thermogrammen dieser Zemente sind diese Vorgänge als große, endotherme Bereiche festzustellen /88/.

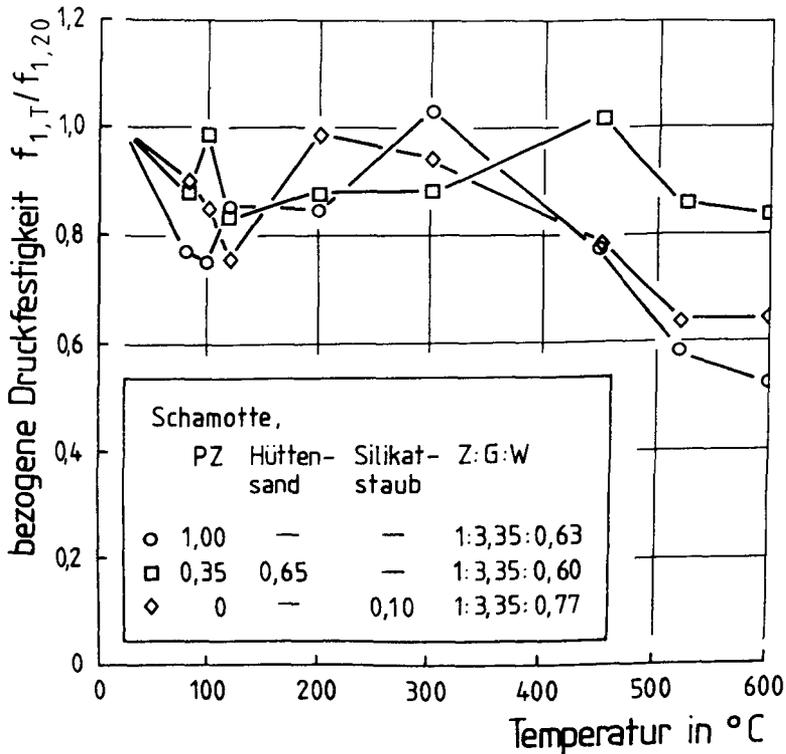


Bild 3.2: Einaxiale Heißdruckfestigkeit von Beton mit verschiedenen Zementarten /109/

Betonzusatzstoffe können durch veränderte Abbaureaktionen zum Teil Unterschiede im Festigkeitsverlauf hervorrufen. Dieser Effekt wirkt sich in den meisten Fällen erst bei Zusatzstoffgehalten aus, die oberhalb praxisüblicher Grenzen liegen. So verbessert der Zusatz von Quarz- und Schamottemehl zwischen 100 °C und 500 °C die Temperaturbeständigkeit /88/; bei Schamottebeton wird eine festigkeitssteigernde Wirkung erst oberhalb von 400 °C beobachtet /109/. Ein praxisgemäßer Silica-Staubanteil von 10 % berührt die Heißdruckfestigkeit von Schamottebeton nur unwesentlich (Bild 3.2) /109/. Erst bei extremen Silica-Staubanteilen von 25 % - 40 % beobachten Zoldners/Wilson /159/ bis 500 °C ebenso wie für gleiche Gesteinsmehlanteile signifikant

geringere Einbußen der nach einer Temperierung bestimmten Restfestigkeit. Bei weiter steigenden Temperaturen kehrt sich dieser Einfluß jedoch in beiden Fällen um. Flugasche ist für die Restdruckfestigkeit von Zementstein /88/ und Leichtbeton /159/ selbst bei einem Gehalt von 40 % des Zementgewichts ohne Einfluß. Entsprechend wird auch nach einmonatiger Temperierung zwischen Kalksteinbeton mit Portlandzement gegenüber Kalksteinbeton mit Portlandzement und Anteilen von Hüttensand bzw. Flugasche kein Unterschied der Festigkeit festgestellt /10/.

Die Temperaturbeständigkeit des Betons wird nicht nur von jener seiner Bestandteile, sondern auch von deren Masseanteilen beeinflusst. Der Aufbau eines Betons wird durch zwei Verhältniszahlen charakterisiert: Zuschlag/Zement - Verhältnis und Wasserzementwert. Wie in Kapitel 2 gezeigt wurde, erfährt bis 800 °C fast ausschließlich der Zementstein strukturelle Veränderungen. Daher ist zu erwarten, daß "fette" Betone mit einem niedrigen Zuschlag/Zement - Verhältnis, also mit höherem Zementgehalt, deutlicher als "magerer" Betone in ihrer Temperaturbeständigkeit beeinflusst werden.

Die in Bild 3.3 dargestellten Versuchsergebnisse von Malhotra /76/ und Schneider et al. /119/ bestätigen dies. Der Einfluß des Zuschlag/Zement - Verhältnisses ist bis 300 °C zunächst nicht eindeutig zu belegen. Er nimmt dann oberhalb von 300 °C in dem Maße zu, wie der Zementstein an Festigkeit verliert: je mehr Zement, desto größer ist die Entfestigung. Als Ursache für die bessere Temperaturbeständigkeit magereren Betons wird angeführt, daß die im Gefüge entstehenden Spannungen infolge des unterschiedlichen thermischen Dehnverhaltens der Betonkomponenten geringer sind /11/.

Ein scheinbarer Widerspruch besteht im Bild 3.3 hinsichtlich des Mörtels. Obwohl dieser am zementreichsten ist, wird seine Temperaturbeständigkeit nur von einem extrem mageren Beton übertroffen. Diese Ungereimtheit kann mit Einflüssen erklärt werden, die durch die differierenden Größtkorndurchmesser entstehen. Mit steigender Korngröße entstehen bei gleicher Temperatur Risse größerer Rißbreite (vgl. Bild 2.3). Die Zementsteinmatrix wird daher bei Beton stärker geschädigt; dies führt zu den beobachteten quantitativen Unterschieden. Ein entsprechender Einfluß des Größtkorndurchmessers auf die Festigkeit, auch nach einer Temperierung, wurde von Callahan et al. /8/ an Kalksteinbeton beobachtet.

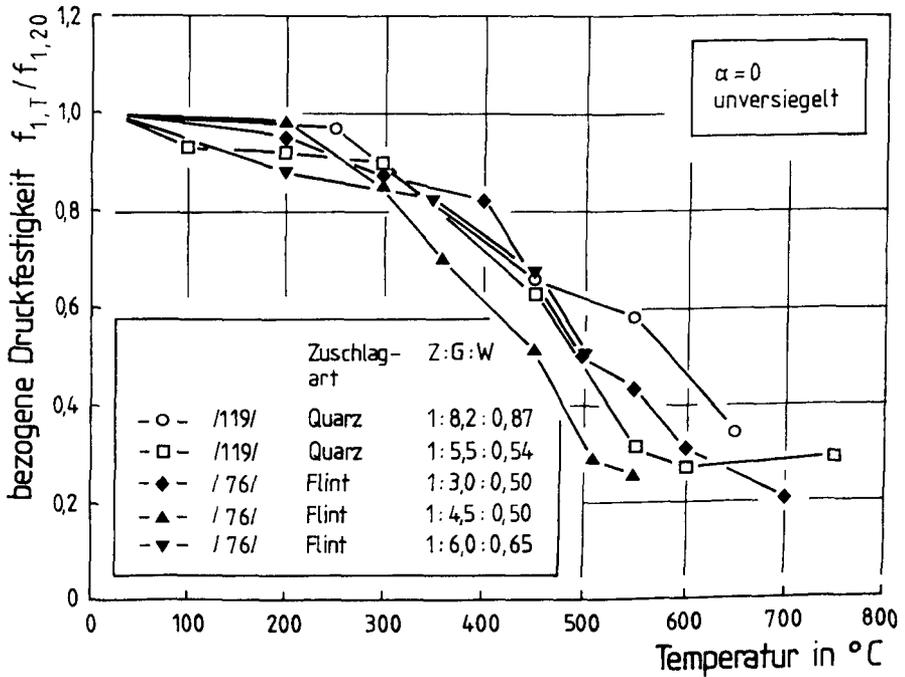


Bild 3.3: Einfluß unterschiedlicher Zuschlag/Zement - Verhältnisse auf die einaxiale Heißdruckfestigkeit

Der dominierende Einfluß des Wasserzementwerts auf die Festigkeit von Normalbeton bei Raumtemperatur ist bekannt /146/. In der Literatur wird dem Wasserzementwert allerdings wenig oder keine Bedeutung für das temperaturabhängige Festigkeitsverhalten des Betons zugemessen /76, 116/. Begründet wird diese Ansicht zum einen mit der theoretischen Überlegung, daß das überschüssige Anmachwasser im wesentlichen in größeren Poren gespeichert ist, die zwar die absolute Festigkeit, nicht aber das relative Festigkeitsverhalten beeinflussen /113/. Zum anderen wird angeführt, daß die Vorlagerung und der W/Z - Wert den Gehalt an freiem Porenwasser bestimmen. Da diese Feuchte bereits bei 100 °C aus der Probe entwichen sei, können beide Faktoren keinen weiteren Einfluß haben /76/.

Beide o. g. Arbeiten enthalten auch Aussagen, die eine andere Interpretation gestatten. So werden die mechanischen Eigenschaften des Betons nach Ablauf der chemischen Zersetzung im Zementstein nur noch mit denen eines losen Haufwerks verglichen, weil der Verbund zwischen Zuschlag und Zementstein sehr stark geschädigt ist /113/. Da aber die Festigkeit bei Raumtemperatur vom W/Z - Wert bestimmt wird und dies für ein Haufwerk nicht mehr gegeben ist, müßte folglich der W/Z - Wert einen Einfluß auf den Verlauf der Heißdruckfestigkeit haben. Die Angaben von Malhotra /76/ basieren auf dem Vergleich von Betonen und Mörteln, die sich außer im W/Z - Wert gleichzeitig noch entweder im Zuschlag/Zement - Verhältnis oder hinsichtlich des Größtkorndurchmessers unterscheiden; auf beide Einflüsse ist bereits hingewiesen worden. Bild 3.4 zeigt Ergebnisse mit Mörtel aus der gleichen Arbeit /76/, bei denen nur der W/Z - Wert verändert wurde; sie sprechen für die eigenen Überlegungen. Die Kurven können folgendermaßen interpretiert werden: Die Ribbildung im Temperaturbereich bis etwa 300 °C verursacht eine geringfügige Entfestigung, die beim schwächeren Zementstein deutlicher ausfällt. Der für Zementstein festgestellte Abfall der Festigkeit oberhalb von 300 °C und die ab 450 °C ablaufende Portlandzersetzung beeinträchtigen dann aber den Mörtel mit dem niedrigeren W/Z - Wert stärker. Der Einfluß des W/Z - Werts ist durchaus dem des Zuschlag/Zement - Verhältnisses vergleichbar. Ein derartiger Einfluß des W/Z - Werts auf die Temperaturabhängigkeit der Zementsteinfestigkeit wird auch von Nekrassow /88/ beschrieben.

In anderen Untersuchungen zur Heißdruckfestigkeit wurde mit dem W/Z - Wert zugleich auch das Zuschlag/Zement - Verhältnis variiert /1, 48, 108/. Sie können für systematische Untersuchungen zum Einfluß des W/Z - Werts nicht ohne weiteres mit herangezogen werden. Widersprüchliche Ergebnisse liegen über den Einfluß des W/Z - Werts auf die nach einer Temperierung gemessene Restfestigkeit vor. Teils werden die obigen Ausführungen bestätigt /86/, teils stehen sie diametral dazu /150/.

Strukturuntersuchungen liegen zur Klärung dieser Frage derzeit nicht vor. Bisher ist nur bekannt, daß ein höherer W/Z - Wert bei einer Temperaturbeanspruchung ein breiteres Porenmaximum zur Folge hat /51/.

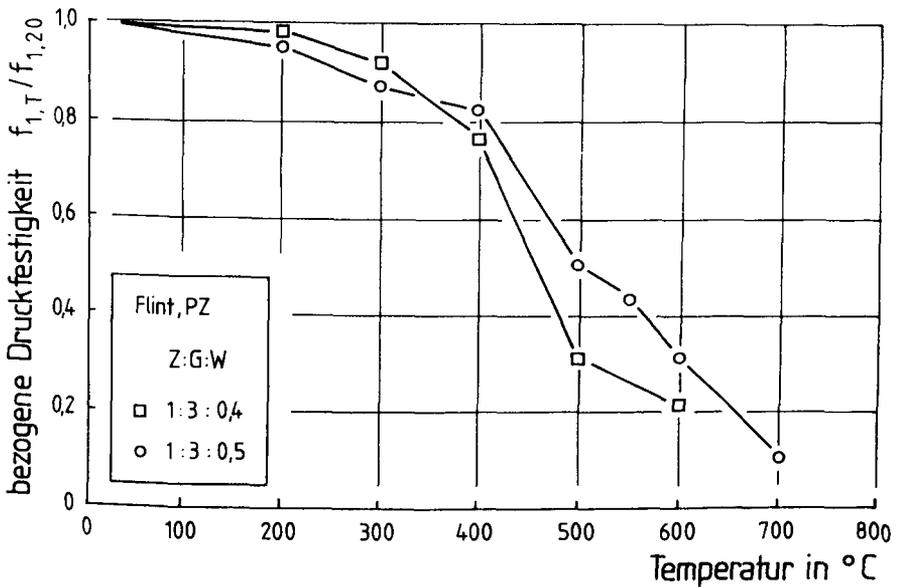


Bild 3.4: Einfluß des Wasserzementwerts auf die einaxiale Heißdruckfestigkeit von Mörtel /76/

3.1.1.2 Einflüsse der Probekörpergeometrie und -konditionierung

Nach einer Temperierung bei 250 °C wird an schlanken Proben ($h/d = 3$) eine deutlich geringere Festigkeit als an gedungenen Proben ($h/d = 1$) bestimmt, sofern die Betone während der Temperatureinwirkung frei austrocknen konnten. Bei versiegelt temperiertem Beton tritt diese Abhängigkeit nur auf, wenn er infolge der Temperierung geschädigt wird /128/. Ursache für den Einfluß der Schlankheit ist wie bei Raumtemperatur die behinderte Mikrorißbildung in den gedungenen Proben durch die in der Regel massiven Lasteinleitungssysteme. Ehm /32/ stellt bei 450 °C keinen Einfluß der Probenschlankheit fest.

Das Verhältnis von Oberfläche zu Volumen der Probekörper beeinflusst die Geschwindigkeit des Feuchteverlusts von unversiegelt temperiertem Beton /72/. Dies führt bei den hier hauptsächlich betrachteten kurzen Temperierungsdauern vor Beginn der eigentlichen Festigkeitsuntersuchungen zu signifikanten Unter-

schieden der Betoneigenfeuchten. Feuchtedifferenzen können ferner aus unterschiedlichen Lagerungsklimata herrühren. Eine Lagerung bei deutlich erhöhten Temperaturen, zum Beispiel eine Vortrocknung bei 105 °C, führt zu einer Umwandlung der Hydratphasen mit normaler Wasserbindung in Phasen mit wesentlich stabileren Wasserbindungen /77/. Auf die Auswirkungen dieser Feuchtedifferenzen wird im Zusammenhang mit den hygrischen Einflüssen im folgenden Kapitel noch näher eingegangen.

Das Alter der Proben zu Beginn einer thermischen Beanspruchung spielt allenfalls bei jüngerem Beton eine Rolle, verliert aber mit steigendem Alter zunehmend an Bedeutung. Versuche zur Restdruckfestigkeit nach einer Temperierung zeigten für HOZ-Mörtel im Alter von 7 gegenüber 84 Tagen einen geringeren Festigkeitsverlust /150/. An PZ - gebundenen Mörteln und Betonen wurde kein Alterseinfluß festgestellt /9, 150/. Entsprechende Ergebnisse zur Heißdruckfestigkeit sind dem Autor nicht bekannt.

3.1.1.3 Hygrische Einflüsse

Die untersuchten Feuchtebedingungen sind zunächst grundsätzlich in die Grenzzustände der freien Austrocknung während des Versuchs und der versiegelten Temperierung, bei der kein Feuchteausaustausch mit der Umgebung zugelassen wird, zu unterscheiden. Diese beiden Bedingungen werden als "versiegelt" bzw. "unversiegelt" bezeichnet.

Beim Vergleich von Versuchen mit unversiegelten Proben treten oftmals signifikante Festigkeitsunterschiede im Temperaturbereich bis etwa 200 °C auf (Bild 3.1). Budelmann /7/ führt dies auf unterschiedliche mittlere Betonfeuchten zum Zeitpunkt der Prüfung zurück. Er stützt sich bei seiner Aussage auf eigene Messungen und andere Ergebnisse zur Restdruckfestigkeit nach einer Temperierung /39, 55, 100/. Zum Teil wird der deutliche Festigkeitsabfall als "Festigkeitsloch" bezeichnet /51/. Ehm variiert in einer Versuchsreihe /32/ die Haltezeit bei 150 °C zwischen einer und 25 Stunden. Dies führt zu einer Steigerung der Festigkeit um gut ein Viertel gegenüber dem Ausgangswert nach einstündiger Haltezeit. Der ursprünglich bei 150 °C festgestellte Festigkeitseinbruch wird sogar überkompensiert. Das "Festigkeitsloch" ist also nur ein temporärer Effekt, der von der Eigenfeuchte der Proben abhängt. Als Ursa-

che des Feuchteinflusses wird ein instabiles thermodynamisches Gleichgewicht zwischen dem Poren- und dem Zwischenschichtwasser im Zementgel vermutet /51/.

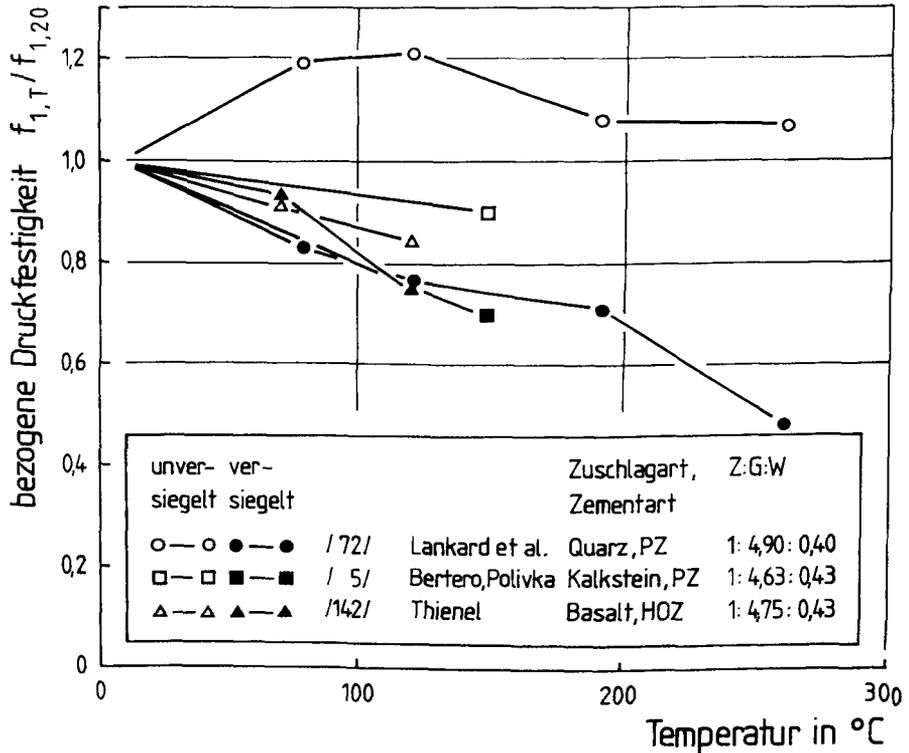


Bild 3.5: Einaxiale Heißdruckfestigkeit von versiegelt und unversiegelt temperiertem Beton

Wie Bild 3.5 zeigt, fällt die Heißdruckfestigkeit versiegelter Proben kontinuierlich mit der Temperatur ab. Sie liegt zum Teil deutlich unter jener unversiegelt temperierter Proben. Obwohl die Ergebnisse von Betonen mit unterschiedlichem Zuschlag stammen, die zum Teil sogar belastet waren (vgl. hierzu Kap. 3.1.1.5), streut die Heißdruckfestigkeit der versiegelten Proben im Vergleich zu den unversiegelten Proben nur wenig.

Neben der entfestigenden Wirkung der Feuchte, kann es im versiegelten Beton bei erhöhter Temperatur zu hydrothermalen Reaktionen zwischen dem Ca(OH)_2 des Zementsteins und dem SiO_2 der Zuschläge oder Zusatzstoffe kommen, die der Entfestigung entgegenwirken /34, 128/. Da diese Reaktionen langsamer ablaufen als die Entfestigung des Zementsteins, sind sie bei den hier betrachteten kurzen Haltezeiten nur von geringer Bedeutung.

3.1.1.4 Einflüsse veränderter thermischer Randbedingungen

Üblicherweise wird die Festigkeit bei erhöhter Temperatur unter isothermischen Bedingungen bestimmt. Hierbei erfolgt die Belastung erst, nachdem die Probe eine definierte Zeit bei der Prüftemperatur temperiert wurde. Alle zuvor beschriebenen Ergebnisse sind so ermittelt worden. Im Brandfall herrschen aber primär anisothermische Bedingungen. Es ist deshalb nur konsequent, die mechanischen Eigenschaften, insbesondere die Festigkeit, im anisothermischen Versuch zu bestimmen. Dazu werden die Proben bei Raumtemperatur bis auf ein bestimmtes Niveau belastet und unter Last mit konstanter Geschwindigkeit bis zum Versagen aufgeheizt. Die Heißdruckfestigkeit wird durch den gewählten Belastungsgrad und die zugehörige Versagenstemperatur bestimmt.

Bild 3.6 zeigt die von Anderberg/Theandersson /4/ sowie Schneider et al. /86/ anisothermisch bestimmten Werte der Heißdruckfestigkeit. Es wird ergänzt durch Ergebnisse isothermischer Versuche an unbelasteten Proben des jeweils gleichen Betons. Die mit den beiden Methoden ermittelten Temperaturverläufe der Festigkeit unterscheiden sich in einigen Bereichen signifikant. Wie zu erwarten ist, sind die hygrisch bedingten Festigkeitseinbußen bei Temperaturen bis etwa 150 °C im anisothermischen Versuch deutlich größer. Der nachfolgend bei isothermischen Versuchen zu beobachtende Festigkeitsanstieg kann unter anisothermischen Bedingungen nicht nachvollzogen werden. Die Ergebnisse beider Versuchsarten stimmen zum Teil oberhalb von 500 °C wieder im wesentlichen überein. Ob die verbleibenden Unterschiede aus den differierenden Temperaturgradienten in den Proben /4/ oder aus der unterschiedlichen Belastung während des Aufheizens resultieren (vgl. Kap. 3.1.1.5), kann aus den vorliegenden Ergebnissen nicht abgeleitet werden.

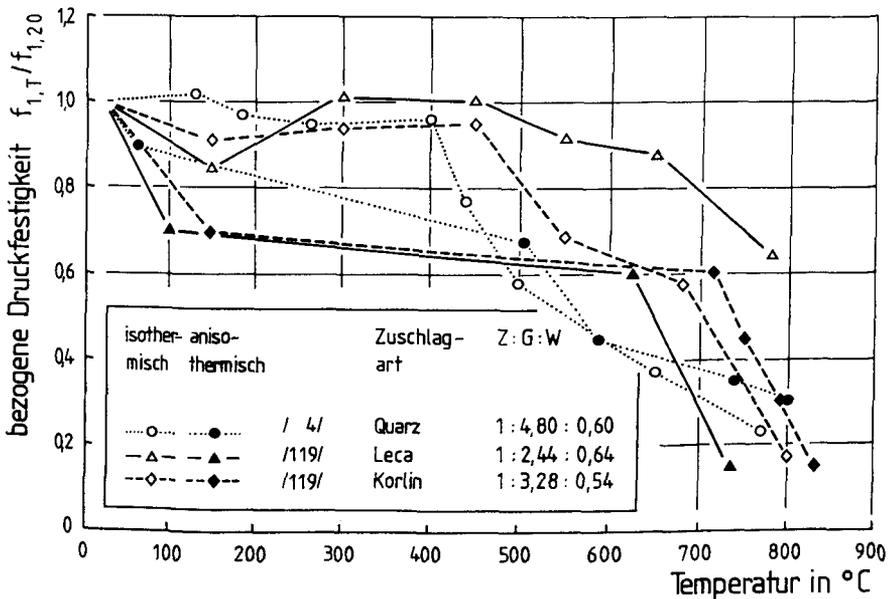


Bild 3.6: Vergleich einaxialer Heißdruckfestigkeit aus isothermischen und anisothermischen Versuchen

Wird die Druckfestigkeit im Anschluß an eine Temperierung im wieder abgekühlten Zustand bestimmt, so spricht man von der Restdruckfestigkeit. Sie ist besonders dann von Interesse, wenn nach einer Temperaturbeanspruchung die verbliebene Tragfähigkeit abgeschätzt werden muß. Bild 3.7 zeigt Ergebnisse derartiger Versuche von unversiegelt und unbelastet temperierten Betonen. Die von der Zuschlagart verursachte Streuung ist deutlich größer als in den Heißdruckversuchen. Die Restdruckfestigkeit nimmt kontinuierlich mit steigender Temperatur ab, ohne daß Bereiche mit ausgeprägteren Festigkeitseinbußen festzustellen sind, wie sie für die Heißdruckversuche zu beobachten waren (vgl. Bild 3.1). Die Unterschiede zwischen den einzelnen Zuschlagarten sind nicht so deutlich, doch zeichnet sich die Tendenz ab, daß der Festigkeitsverlust von Leichtbeton geringer als der von Normalbeton ausfällt.

	Zuschlagart	Z:G:W
-○-	/ 1/ Abrams	Silikat 1:7,77:0,51
-●-	/ 1/ Abrams	Blähton 1:4,75:0,78
-□-	/ 39/ Fischer	Quarz 1:5,10:0,60
-■-	/ 39/ Fischer	Leca 1:1,40:0,60
-◇-	/158/ Zoldners	Silikat 1:6,83:0,63
-◆-	/158/ Zoldners	Blähschlacke 1:3,77:0,99
-▲-	/109/ Sarshar	Lytag 1:2,34:0,67
-○-	/137/ Thienel	Basalt, Quarzsand 1:5,50:0,50
-▼-	/137/ Thienel	Liapor, Quarzsand 1:3,10:0,60
-▽-	/137/ Thienel	Quarz 1:7,30:0,67
-■-	/ 85/ Mohamedbhai	Basalt 1:6,00:0,70

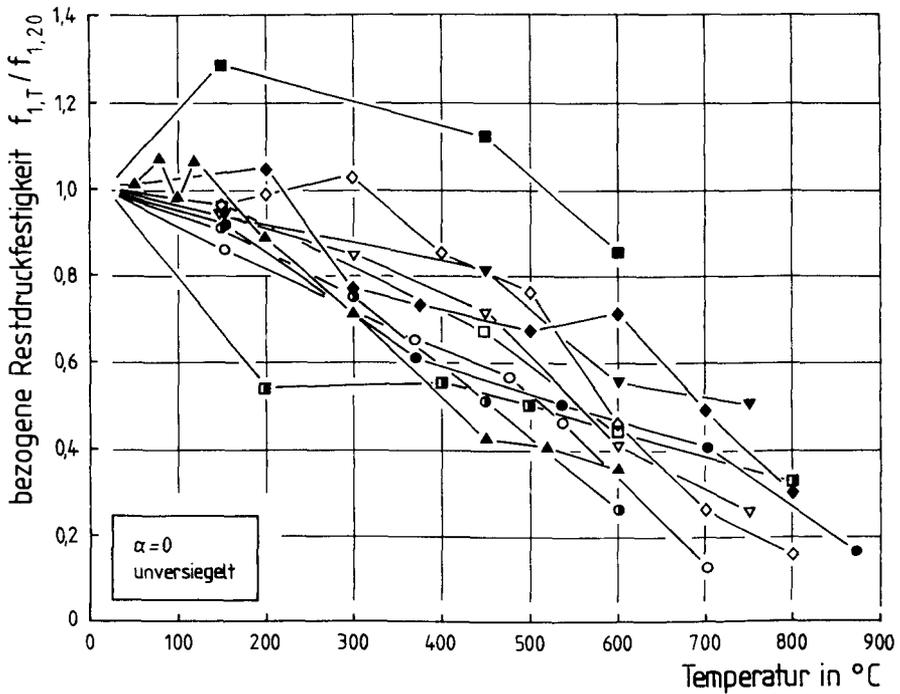


Bild 3.7: Einaxiale Restdruckfestigkeit unversiegelt temperierter Betone in Abhängigkeit von der Temperatur

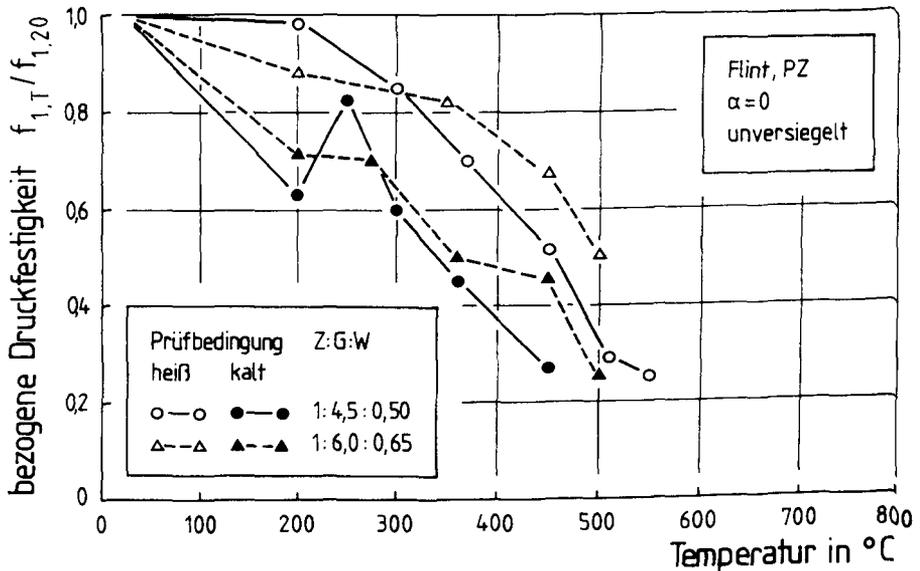


Bild 3.8: Vergleich einaxialer Heiß- und Restdruckfestigkeit unversiegelt temperierter Betone /76/

In Bild 3.8 sind Versuche von Malhotra /76/ zur Heiß- und Restdruckfestigkeit dargestellt. Dieser Vergleich macht deutlich, daß die Betone beim Abkühlen eine weitere Strukturschädigung erfahren, wie auch mit der Schallemissionsanalyse nachgewiesen wurde /66/. Durch diese zusätzliche Schädigung ist die Restdruckfestigkeit im allgemeinen niedriger als die entsprechende Heißdruckfestigkeit /1, 39, 72/. Die Restdruckfestigkeit wird in erster Linie von der erreichten Maximaltemperatur und weniger von der Dauer der Temperaturbeanspruchung bestimmt /151/. Bei wiederholten Temperaturzyklen mit gleicher Maximaltemperatur erfolgt die entscheidende Entfestigung im ersten Zyklus /88, 159/. Schneider et al. /122/ stellten bei Schallemissionsmessungen an wiederholt aufgeheizten Proben einen thermischen Kaisereffekt fest, der bestätigt, daß bis zum Erreichen der anfänglichen Maximaltemperatur keine wesentliche Schädigung durch die neuerliche Temperaturbeanspruchung verursacht wird. Deutliche Festigkeitsunterschiede ergeben sich auch durch Art und Geschwindigkeit des Abkühlvorgangs. Die niedrigsten Werte werden an abgeschreckten Proben gemessen /109/. Ein Teil der Festigkeitseinbuße kann durch

eine anschließende längere Lagerung in Wasser oder feuchter Luft zurückgewonnen werden /39, 123, 150/.

3.1.1.5 Mechanische Einflüsse

Die bisher beschriebenen Ergebnisse wurden fast ausschließlich an unbelastet aufgeheizten Proben gewonnen. Diese Randbedingung ist in der Praxis jedoch die Ausnahme. Der Realität entspricht es eher, die Proben zu Beginn der Temperierung bis zur Gebrauchsspannung zu belasten.

Werden Normalbetonproben unter Last aufgeheizt, so übertreffen die im anschließenden Bruchversuch bestimmten Festigkeiten die entsprechenden Werte unbelastet temperierter Proben. Deutliche Unterschiede sind insbesondere bei niedrigen Belastungsgraden während des Aufheizens ($\alpha < 0,2$) festzustellen /116/. Eine weitere Steigerung des Belastungsgrades bringt keine nennenswerten Veränderungen. Bild 3.9 veranschaulicht den Zusammenhang für verschiedene Prüftemperaturen. Danach wird der Einfluß des Belastungsgrades mit steigender Temperatur ausgeprägter. Eine gegenteilige Beobachtung gibt es für den Einfluß auf die Restdruckfestigkeit /126/: dort geht der Einfluß des Belastungsgrades bei hoher Temperatur zunehmend verloren. Unklarheit besteht zum Teil darüber, ob es einen kritischen Belastungsgrad gibt, ab dem sich die positive Wirkung umkehrt /1, 151/.

In Versuchen mit Blähton- oder Schamottebeton werden allenfalls geringe Festigkeitssteigerungen /1, 109, 119/ durch eine Belastung während des Aufheizens festgestellt. Bei Zementstein und Leichtbeton mit Blähschlacke (Lytag) kommt es sogar zu Festigkeitseinbußen /109/.

Die festigkeitssteigernde Wirkung einer mehraxialen Belastung ist aus zahlreichen Bruchversuchen bei Raumtemperatur bekannt /6, 44, 69, 90, 112, 144, etc./. Bei erhöhter Temperatur beruhen die Erkenntnisse bisher auf wenigen Arbeiten /32, 33, 75, 137, 139, 142/. Einheitlich wird mit steigender Temperatur eine wachsende Differenz zwischen den ein- und biaxialen Festigkeiten festgestellt. Dies ist bei Normalbeton und Mörtel ausgeprägter als bei Leichtbeton. Im Gegensatz zu den bisher diskutierten Ergebnissen aus einaxialen Versuchen konnte für die Festigkeiten in der Biaxialebene nur auf die von den Autoren angegebenen Bruchgrenzflächen zurückgegriffen werden; Einzel-

werte wurden nicht wiedergegeben. Bild 3.10 zeigt exemplarisch Ergebnisse von Ehm /32/. Ebenso wie bei den Ergebnissen von Majchrowicz /75/ schneiden die dargestellten Bruchgrenzflächen die Linie für $\sigma_1 = \sigma_2$ zum Teil nicht rechtwinklig. Sie stehen damit im Widerspruch zu den sonstigen Beobachtungen, wonach die Bruchgrenzfläche im Druck - Druck - Bereich konvex und stetig ist /36/. Die Bruchgrenzflächen der Heißdruckfestigkeit ändern sich diskontinuierlich mit der Temperatur und spiegeln dabei das Verhalten der einaxial belasteten Proben wieder. Thienel /137/ berichtet von einer kontinuierlichen Veränderung bei biaxialen Restfestigkeiten. Diese Beobachtungen stimmen mit den Ergebnissen der einaxialen Versuche (vgl. Bild 3.1 und 3.7) überein.

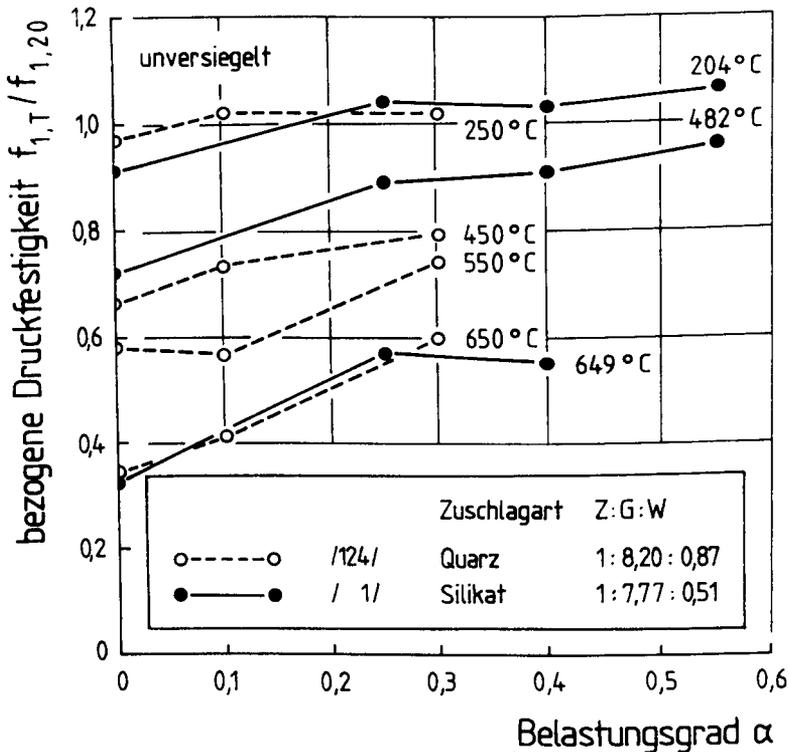


Bild 3.9: Einfluß des Belastungsgrades α während des Aufheizens auf die einaxiale Heißdruckfestigkeit bei verschiedenen Temperaturen

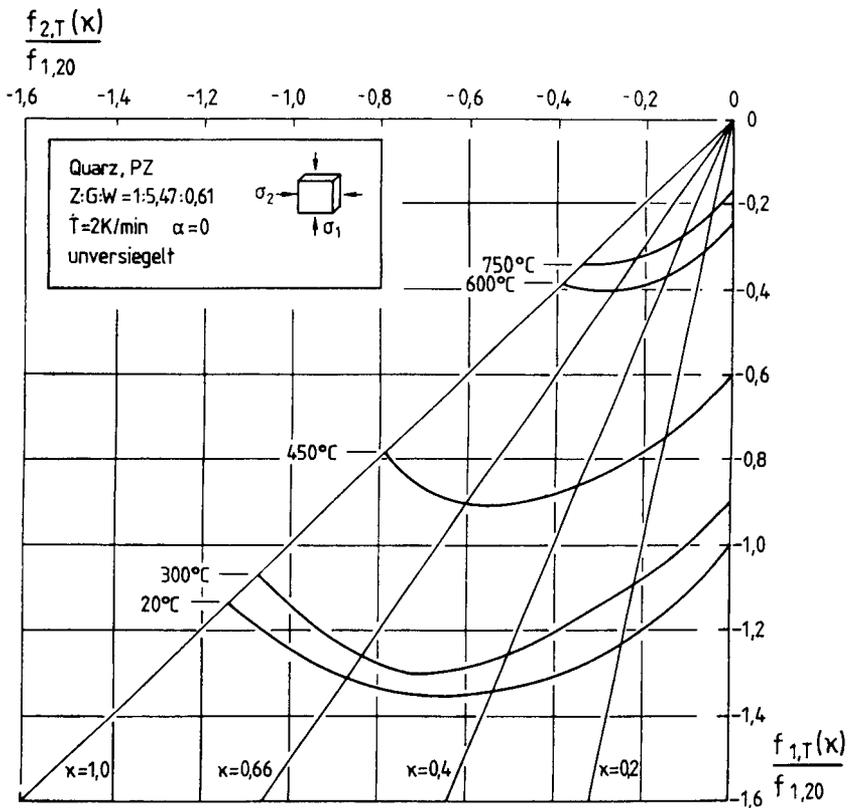


Bild 3.10: Biaxiale Heißdruckfestigkeit bei verschiedenen Temperaturen /32/

Als Ursache für den festigkeitssteigernden Einfluß wird sowohl bei einer konstanten Spannung während des Aufheizens, als auch bei einer biaxialen Beanspruchung eine geringere Ribbildung vermutet /1, 75, 119/. Diese Überlegungen werden durch Resultate aus Strukturuntersuchungen an ein- und zweiachial belasteten Mörtelproben unterstützt /105/. Durch Überlagern der thermisch und mechanisch induzierten Spannungen entstehen Risse geringerer Breite. Da das gleichzeitig erhöhte Gesamtspannungsniveau aber zusätzliche Risse in Richtung der Druckspannung zur Folge haben kann, existiert ein Optimum der mechanischen Beanspruchung hinsichtlich der Minimierung thermisch verursachter

Risse; dieses steigt mit der Temperatur an. Oberhalb einer kritischen Grenze wirkt sowohl die thermische, als auch die mechanische Komponente rißfördernd.

Kordina et al. /66/ stellten mit Hilfe der Schallemissionsanalyse fest, daß unterschiedliche Belastungsgrade während des Aufheizens sich auch auf den Verlauf der Impulssummen - Kurven über der Temperatur auswirken. Gleichen Impulssummen werden dabei gleiche Schädigungsgrade zugeordnet. Bezogen auf ein bestimmtes Temperaturniveau nehmen zunächst die Impulssummen der belastet temperierten Proben gegenüber dem beim Aufheizen unbelasteten Beton deutlich zu. Belastungsgrade α zwischen 0,2 und 0,4 unterscheiden sich in ihren Impulssummen kaum voneinander. Erst bei einem Belastungsgrad von $\alpha = 0,6$ wachsen die Impulssummen wieder markant an. Diese Abstufung weist Ähnlichkeiten mit dem Einfluß des Belastungsgrades auf die Festigkeit auf (Bild 3.9). Da sich die Schädigung bis zu einem Belastungsgrad von $\alpha = 0,4$ nicht negativ auf die Festigkeit auswirkt, liegt die Vermutung nahe, daß die Schädigung in Richtung der unbelasteten Achse erfolgt. Entsprechende Schlüsse auf die Schädigungsrichtung lassen auch die temperaturabhängigen Verläufe der Volumendehnung in anisothermischen Kriechversuchen zu; trotz deutlicher Dehnungsdifferenzen in den belasteten Achsen sind die Unterschiede der anisothermischen Kriechvolumendehnungen für die verschiedenen Belastungsgrade gering /32/. Eine Schädigung in Richtung der freien Achsen wirkt sich bei weiterer Laststeigerung oberhalb von $\alpha = 0,4$ dann auch in der Belastungsachse aus, wie Versuche mit einem Belastungsgrad $\alpha = 0,6$ zeigen.

Der Einfluß der Belastung bleibt nicht über den gesamten Temperaturbereich konstant. Bis 400 °C wird sowohl durch ein- und zweiaxiale Beanspruchung die entstehende Rißbreite verringert, ohne dabei das Gesamtrißvolumen zu verändern. Nachdem die Portlandzersetzung abgeschlossen ist, führt eine biaxiale Belastung zu deutlich kleineren Rißvolumina als eine einaxiale Belastung, ohne zugleich die Rißbreiten zu reduzieren.

Weiß /153/ und Hinrichsmeyer /51/ lieferten mit ihren Arbeiten Erklärungsansätze für die Festigkeitssteigerung unter mehraxialer Beanspruchung, die auf haufwerkstheoretischen und strukturorientierten Modellvorstellungen basieren. Danach wird einmal die Festigkeit gesteigert, weil sich unter mehraxialer Beanspruchung die statistisch wahrscheinlichsten Neigungswinkel der einzelnen Haufwerkelemente zueinander verändern; die Festigkeit wird eine Funktion des Spannungsverhältnisses /153/. Der zweite Effekt basiert auf der Überlegung,

daß die mehraxiale Beanspruchung die Abstände zwischen den einzelnen Haufwerkselementen verringert und so größere Haftkräfte zwischen Mörtelmatrix und Zuschlag übertragen werden können. Beide Einflüsse überlagern sich und werden beim gleichen Spannungsverhältnis maximal /51/.

Andere Beanspruchungsarten wurden bisher nur sporadisch untersucht. So wird von Fischer /39/ über dynamische Beanspruchungen berichtet. Die von ihm untersuchte Druckschwellbelastung führt dabei zum gleichen Rückgang der Restfestigkeit wie eine statische Druckbeanspruchung. Von Schneider /114/ wurden Tastversuche zur Zeitstandfestigkeit vorgenommen. Wie bei Raumtemperatur scheint danach die Dauerstandfestigkeit bei etwa 80 % der Hochtemperatur - Kurzzeitfestigkeit zu liegen. Die Versuche lassen keinen Einfluß der Temperaturhöhe auf diesen Verhältniswert erkennen.

Aus zahlreichen Versuchen bei Raumtemperatur /64, 110, 112, 129/ folgerten Gerstle et al. /44/, daß die Festigkeit ausschließlich eine Funktion des Spannungszustands im Moment des Versagens ist und nicht vom Spannungspfad abhängt. Bei erhöhten Temperaturen liegen bisher nur Versuche mit monoton gesteigerten Spannungen vor, so daß eine entsprechende Aussage noch nicht möglich ist.

3.1.2 Zugfestigkeit

Die Prüfung der Betonzugfestigkeit wird bei erhöhter Temperatur zunehmend schwieriger. Die bisherigen Ergebnisse beschränken sich für erhöhte Temperaturen daher auf die Prüfung der Biege- und der Spaltzugfestigkeit. Die einaxiale Zugfestigkeit wurde bisher nur an erkalteten Proben bestimmt. In den Bildern 3.11 und 3.12 sind Ergebnisse von heißen bzw. abgekühlten Proben zusammengestellt. Bis 300 °C durchlaufen die Werte der Biege- und Spaltzugfestigkeit ein Minimum. Während die Biegezugfestigkeit dabei halbiert wird, geht die Spaltzugfestigkeit nur um etwa ein Drittel zurück. Diese Minima sind auf die zunehmende Austrocknung der unversiegelten Proben zurückzuführen. So stellt Budelmann /7/ für die Spaltzugfestigkeit bei Temperaturen bis 90 °C mit abnehmendem Feuchtegehalt wachsende Festigkeitsverluste in der hier angegebenen Größe fest. Entsprechende Angaben sind für Zug- und Biegezugprüfungen in diesem Temperaturbereich nicht bekannt.

Oberhalb von 300 °C treten andere Einflüsse in den Vordergrund. Beide Versucharten liefern vergleichbare Festigkeitswerte. Die Werte für die Biegezugfestigkeit streuen insgesamt mehr als die der Spaltzugfestigkeit, da sie empfindlicher auf entstehende Risse reagieren. Der Verlauf der Zugfestigkeit ähnelt der der Heißdruckfestigkeit (vgl. Bild 3.1), nur wird die Temperaturbeständigkeit nicht so markant von der Portlandzersetzung bestimmt. Dafür kommt die Entfestigung durch die thermisch induzierten Risse stärker zum Tragen. Die Entfestigung verlangsamt sich jenseits von 600 °C nochmals, schreitet aber kontinuierlich mit geringerer Geschwindigkeit fort.

Es liegen nur verhältnismäßig wenige Ergebnisse zur Heißzugfestigkeit vor. Deshalb werden die Werte aus den verschiedenen Versuchsarten, die an wiederabgekühlten Proben bestimmt wurden, in die weitere Betrachtung mit einbezogen. Die Restzugfestigkeit (Bild 3.12) verläuft ähnlich über der Temperatur wie die Restdruckfestigkeit (Bild 3.7). Die Entfestigung nimmt mit steigender Temperatur gleichmäßig zu, allerdings mit weniger ausgeprägten Bereichsgrenzen als in den Heißzugversuchen. Die Spaltzugwerte liegen tendenziell im oberen Bereich des Wertebandes. Eine Unterscheidung zwischen den Zug- und Biegezugwerten ist nicht klar zu erkennen. Wie bei den Versuchen im Heißen, ist auch bei der Restzugfestigkeit der relative Festigkeitsverlust größer als der der Restdruckfestigkeit. Die verschiedenen Einflüsse auf die Zugfestigkeit werden nachfolgend nur stichpunktartig besprochen.

Zoldners /158/ berichtet von teilweise markanten Unterschieden in Abhängigkeit von der Zuschlagart. Dabei werden keine Unterschiede zwischen Normal- und Leichtzuschlag festgestellt. Kalksteinbeton verliert nahezu linear mit der Temperatur an Festigkeit und zeigt ab 150 °C die geringste temperaturabhängige Minderung der Biegezugfestigkeit. Andere Arbeiten /67, 86/ berichten ebenfalls von einer geringfügig höheren Zugfestigkeit des Kalksteinbetons im Vergleich zu Quarz- und Sandsteinbeton. Lediglich die Versuche von Harada et al. /48/ weisen für Kalksteinbeton deutlich geringere Werte der Spaltzugfestigkeit als für Sandsteinbeton aus.

			Zuschlagart	Z:G:W	Versuchsart
-◇-	/ 2/	Akhtaruzzaman	Silikat	1:6,00:0,68	Biegezug
-△-	/ 66/	Kordina et al.	Quarz	1:3,00:0,50	Biegezug
-□-	/ 66/	Kordina et al.	Quarz	1:5,43:0,49	Biegezug
-▽-	/ 66/	Kordina et al.	Diabas	1:5,45:0,59	Biegezug
-◆-	/135/	Thelandersson	Silikat	1:7,95:0,68	Spaltzug
-▲-	/135/	Thelandersson	Silikat	1:4,50:0,50	Spaltzug
-■-	/135/	Thelandersson	Silikat	1:7,00:0,75	Spaltzug
-▼-	/135/	Thelandersson	Silikat	1:4,65:0,55	Spaltzug

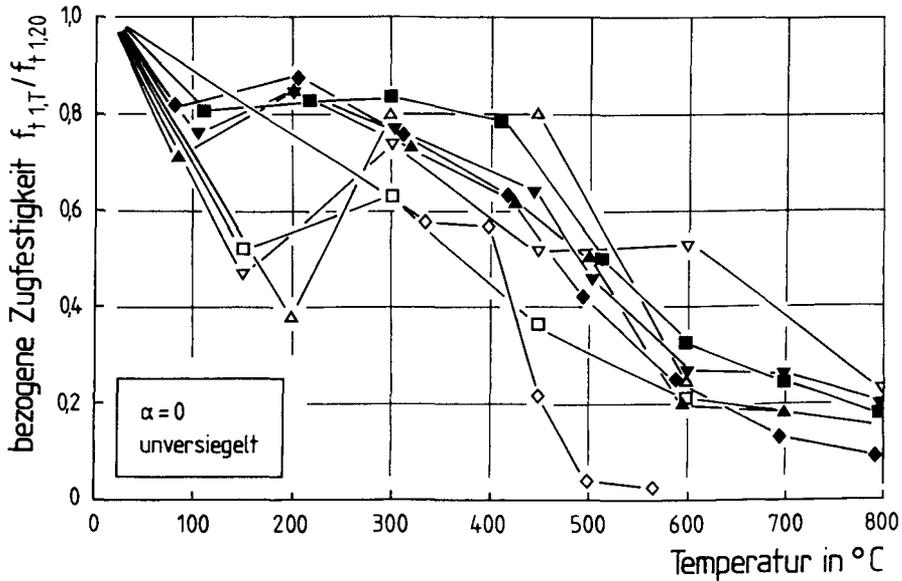


Bild 3.11: Heißzugfestigkeit von Beton abhängig von der Temperatur

			Zuschlagart	Z:G:W	Versuchsart
-○-	/133/	Sullivan, Poucher	Quarz	1:250:0,56	Biegezug
-◇-	/133/	Sullivan, Poucher	Basalt, Flint	1:682:0,56	Biegezug
-□-	/158/	Zoldners	Silikat	1:683:0,63	Biegezug
-◆-	/104/	Rostásy et al.	Quarz	1:550:0,61	Zug
-●-	/126/	Schneider et al.	Quarz	1:540:0,52	Zug
-▲-	/126/	Schneider et al.	Quarz	1:300:0,50	Zug
-▲-	/ 18/	Diederichs	Quarz	1:540:0,54	Spaltzug
-●-	/135/	Thelandersson	Silikat	1:700:0,75	Spaltzug
-▼-	/135/	Thelandersson	Silikat	1:465:0,55	Spaltzug

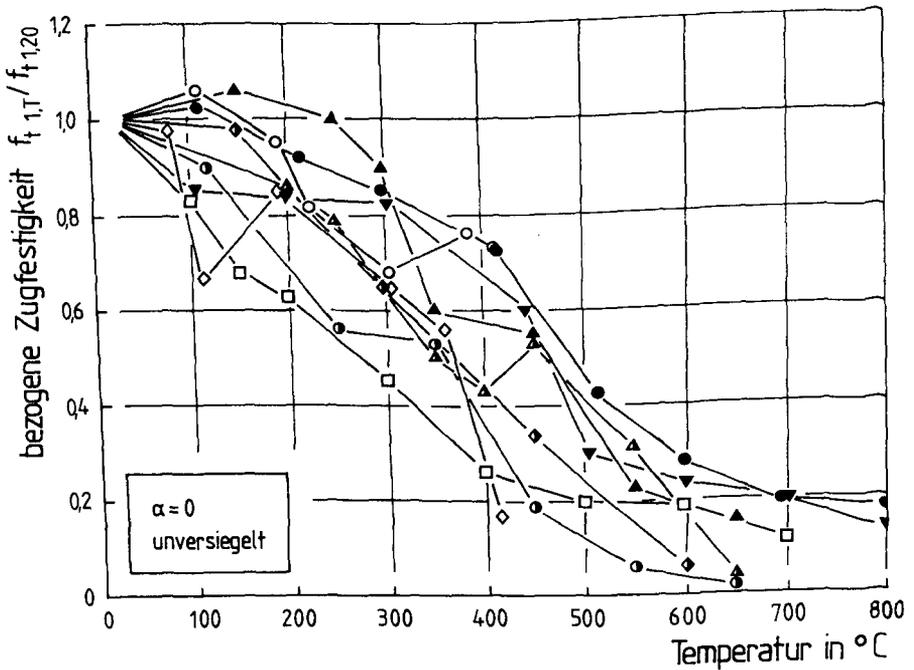


Bild 3.12: Restzugfestigkeit in Abhängigkeit von der Temperatur

Während die Zugfestigkeit von Mörtel und Normalbeton mit Portlandzement /86, 126/ solche mit Hochofenzement übertrifft, stimmt sie mit diesem bei Leichtbeton überein /159/. Die geringste Festigkeit wird für Tonerdeschmelzzement gemessen /88/. Oberhalb von 600 °C ist kein Einfluß der Zementarten mehr nachzuweisen. Ebenso bestehen nach einmonatiger Temperierung zwischen Betonen mit HOZ, PZ oder FAZ keine Festigkeitsunterschiede mehr /10/.

In den Versuchen von Zoldners/Wilson mit Blähton und -schlacke erhöhten Zusatzstoffe wie Flugasche, Silica-Staub und kalzitisches Gesteinsmehl bis 500 °C die Restbiegezugfestigkeit. Bei höherer Temperatur traten dann größere Festigkeitsverluste auf /159/. Die Anteile der Zusatzstoffe lagen jedoch jeweils bei 25 %, bzw. 40 % des Zementgewichts und damit deutlich über den praxisüblichen Werten.

Im Gegensatz zu den Beobachtungen zur Druckfestigkeit verlieren magere Betone mit steigender Temperatur schneller an Zugfestigkeit als Betone mit geringem Zuschlaggehalt /55, 135/.

Die in Bild 3.11 mit dargestellten Ergebnisse von Kordina et al. /67/ zeigen für Beton eine größere Festigkeitseinbuße als für Mörtel. Dies trifft auch für die Restzugfestigkeit zu /133/.

Unterschiedliche W/Z - Werte wurden nur in Versuchen zur Bestimmung der Restzugfestigkeit untersucht /55, 86/. Dabei wurde wie bei der Restdruckfestigkeit kein Einfluß festgestellt.

Durch Zugabe von Stahl- oder Glasfasern werden die Absolutwerte der Zugfestigkeit angehoben, ohne den relativen Festigkeitsverlust zu beeinflussen /38/.

Die Heißzugfestigkeit übertrifft die Restzugfestigkeit /38, 135/. Beide sind relativ geringer als die jeweiligen Druckfestigkeiten /116/. Während die Aufheizgeschwindigkeit /135/ kaum einen Einfluß auf die Zugfestigkeit ausübt, bewirken wiederholte Temperaturzyklen - im Gegensatz zur Druckfestigkeit - einen weiteren Festigkeitsverlust. Die größten Verluste treten allerdings auch hier bereits im ersten Zyklus auf /133, 159/. In anisothermischen Versuchen versagen Zugproben bei höheren Temperaturen /2/.

3.1.3 Zusammenfassung und offene Fragen

Die Festigkeit des Betons hängt entscheidend von der Temperaturhöhe ab. Die Kenntnis der erreichten Maximaltemperatur allein ist jedoch bei weitem nicht ausreichend, um die verbleibende Festigkeit angeben zu können. Vielmehr wird der Verlauf der Festigkeit über der Temperatur u. a. auch von betontechnologischen, hygri-schen und mechanischen Parametern bestimmt.

Einen entscheidenden Einfluß hat die Zuschlagart, da verschiedene Entfestigungsmechanismen maßgeblich von den Zuschlageigenschaften bei erhöhter Temperatur bestimmt werden. Eine quantitative Beschreibung dieser Mechanismen steht derzeit noch aus. Die Erkenntnisse über das Verhalten des zugbeanspruchten Betons sind sehr dürftig. Zum Teil deuten die Ergebnisse an, daß die Zugfestigkeit in anderer Art und Weise von den verschiedenen Entfestigungsmechanismen beeinflußt wird als die Druckfestigkeit.

Der Zementart wird im allgemeinen nur eine geringere Bedeutung beigemessen. Allerdings kann sich durch eine veränderte chemische Zusammensetzung, wie einen erhöhten C_3A - Gehalt oder fehlendes $Ca(OH)_2$, die Temperaturbeständigkeit signifikant verändern. Veränderte Zusatzstoffanteile wirken sich bei unversiegelt temperierten Proben in den praxisüblichen Grenzen nicht auf die Druckfestigkeit, zum Teil aber auf die Zugfestigkeit bei erhöhten Temperaturen aus.

Dem Zuschlag/Zement - Verhältnis kommt eine größere Bedeutung zu. Entsprechend ausführlich ist es in Druckversuchen untersucht worden. Da in vielen Versuchen jedoch nicht nur das Zuschlag/Zement - Verhältnis, sondern gleichzeitig auch der Wasserzementwert und der Größtkorndurchmesser verändert wurde, ist die Frage zu stellen, ob dieser Einfluß nicht überschätzt wird. Unzureichend sind insbesondere die Erkenntnisse für die temperaturabhängige Zugfestigkeit, zumal sich dort tendenziell ein entgegengesetzter Einfluß abzeichnet.

Der Wasserzementwert prägt die Struktur und Festigkeit des Zementsteins. Dennoch wurde ihm bei erhöhten Temperaturen bisher nur eine untergeordnete Bedeutung beigemessen. Die zum Teil erhebliche Bandbreite im temperaturabhängigen Festigkeitsverlauf wirft die Frage auf, ob dies nicht auf den Einfluß des Wasserzementwerts zurückzuführen ist.

Das Alter der Proben zu Beginn einer thermischen Beanspruchung ist für die Praxis nicht von Bedeutung, da die Betone zum Zeitpunkt der Nutzung bereits älter als 90 d sind. Obwohl die Ergebnisse nur aus Restfestigkeitsuntersuchungen stammen, kann man sich mit diesem Kenntnisstand begnügen.

Prüfeinflüsse wurden bisher nur sporadisch untersucht, obwohl bekannt ist, daß sowohl die Schlankheit, als auch das Verhältnis von Oberfläche zu Volumen der Proben die Ergebnisse beeinflussen. Dies führt, ebenso wie die differierenden Temperierungsdauern bei der jeweiligen Versuchstemperatur, zu deutlich unterschiedlichen Probeneigenfeuchten zum Zeitpunkt der Prüfung und damit zur erheblichen Bandbreite der Versuchsergebnisse.

Die entscheidende Rolle der Feuchtigkeit bei Temperaturen bis etwa 250 °C wird allein schon aus der geringeren Heißdruckfestigkeit versiegelt temperierter Proben gegenüber unversiegelt aufgeheizten Proben deutlich. Hinzu kommt, daß hydrothermale Reaktionen das Festigkeitsverhalten selbst bei unversiegelter Temperierung aufgrund der vorhandenen Probeneigenfeuchte deutlich beeinflussen können. Dennoch liegen für Hochtemperaturversuche keine Erkenntnisse zum Feuchtegehalt heißer Proben vor.

Verschiedene Temperaturgeschichten können teilweise zu erheblichen Festigkeitsunterschieden führen. Die Ursachen hierfür sind weitgehend geklärt. Unsicherheit besteht allenfalls noch im Hinblick auf die Ursache für die Differenzen zwischen isothermisch und anisothermisch bestimmten Festigkeiten.

Belastungsgrad und Spannungsverhältnis wirken sich nach den vorliegenden Ergebnissen gravierend auf die Hochtemperaturfestigkeit aus. Speziell für das Spannungsverhältnis wird der Kenntnisstand dieser Bedeutung nicht gerecht. Ungeklärt ist zum Beispiel, wie sich Veränderungen im Zuschlaggehalt, Wasserzementwert oder dem Belastungsgrad auf die Hochtemperaturfestigkeit bei Spannungsverhältnissen auswirken, die von einer einaxialen Belastung abweichen. Ferner ist nicht bekannt, ob die Festigkeit bei erhöhten Temperaturen vom Spannungspfad abhängt.

3.2 Kurzzeitverformungsverhalten des Betons bei erhöhter Temperatur

Das Verformungsverhalten des Betons im Kurzzeitversuch wird im wesentlichen durch den Elastizitätsmodul, die Bruchdehnung und die Querdehnzahl charakterisiert. Die Zahl der verfügbaren Arbeiten auf diesem Gebiet ist gering. Zusammenfassende Darstellungen zum Kurzzeitverformungsverhalten werden u. a. in /3, 7, 102, 116/ gegeben.

3.2.1 Elastizitätsmodul

3.2.1.1 Einfluß der Betonzusammensetzung

Der Elastizitätsmodul nimmt mit steigender Temperatur ab. Wie Bild 3.13 zeigt, treten zwischen den einzelnen Zuschlagarten markante *Unterschiede auf*. Die E-Moduln der Leichtbetone werden am wenigsten durch die Temperatur abgemindert. Der Elastizitätsmodul der quarzitischen und anderer silikatischer Normalbetone fällt dagegen bereits unter 100 °C drastisch um etwa ein Drittel seines Ausgangswerts ab. Bis etwa 400 °C nehmen bei diesen Betonen die Werte des E-Moduls dann kontinuierlich um weitere 20 % ab. Zwischen 400 °C und 550 °C erfolgt ein neuerlicher Einbruch um über 30 % des Ausgangswerts; bei anderen Betonen ist der Abfall der Steifigkeit nicht ganz so ausgeprägt. Oberhalb von 600 °C verbleiben die Kurven mit leicht fallender Tendenz auf niedrigem Niveau.

Interessanterweise treten bei Normalbeton größere Streuungen erst oberhalb von 400 °C auf, während sie in diesem Temperaturbereich bei den Leichtbetonen verschwinden. Verglichen mit den Streuungen der Festigkeit sind die Unterschiede innerhalb einer Zuschlagart recht gering. Nach /121/ nehmen die E-Moduln der Betone mit quarzitischen Zuschlägen und Basaltbeton am deutlichsten durch die Temperaturerhöhung ab. Zwischen den genannten Werten für Quarz- und Leichtbeton bewegen sich die E-Moduln der Sandstein- oder Kalksteinbetone.

			Zuschlagart	Z:G:W
-△-	/ 2/	Akhtaruzzaman	Silikat	1:6,00:0,68
-▽-	/ 4/	Anderberg, Thelandersson	Quarz	1:4,80:0,68
-◇-	/ 41/	Furumura et al.	Quarz	1:5,70:0,65
-◆-	/ 49/	Harmathy, Berndt	Blähton	1:6,09:0,79
-□-	/119/	Schneider et al.	Quarz	1:5,50:0,54
-■-	/119/	Schneider et al.	Blähton	1:3,28:0,54
-○-	/ 79/	Marechal	Quarz	
-●-	/ 79/	Marechal	Blähton	
-▲-	/ 48/	Harada et al.	Blähton	1:3,80:0,65
-▼-	/ 48/	Harada et al.	Blähton	1:2,15:0,50

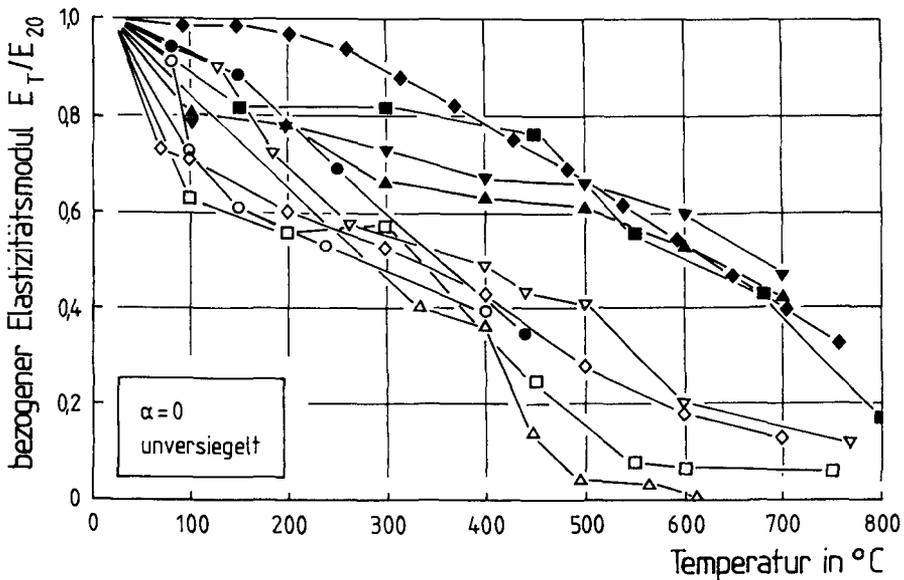


Bild 3.13: Elastizitätsmodul bei verschiedenen Temperaturen

Als Ursache des rapiden Abfalls des E-Moduls bis 100 $^{\circ}\text{C}$ wird u.a. der Verlust des freien Wassers /72, 134/ angesehen. Geymeyer /46/ vertritt die Ansicht, daß dieser Effekt nicht ausreicht, um den temperaturbedingten Rückgang zu erklären. Offenbar wirkt sich die bereits bei geringfügig erhöhten Temperaturen einsetzende Ribbildung signifikant auf den Elastizitätsmodul aus. Daher wird

dieser auch stärker als die Druckfestigkeit von der Temperatur beeinflusst. Entscheidend sind nach Hinrichsmeyer Risse orthogonal zur Belastungsrichtung, die durch die thermischen Dehnungsunterschiede zwischen Zuschlag und Zementstein entstehen /51/. Die unebenen Oberflächen dieser Risse ermöglichen erst im Zuge der Laststeigerung einen Kontakt zwischen größeren Flächen der Ribufer. Die hierfür erforderlichen größeren Verformungen spiegeln sich in den reduzierten E-Modulwerten wieder.

Die Zementart übt nach Schneider /116/ kaum einen Einfluß auf die Temperaturabhängigkeit des Elastizitätsmoduls aus, solange Portland-, Hochofen- oder Traßzement eingesetzt werden. Lediglich zwischen 100 °C und 450 °C weichen die Werte des Hochofenzements geringfügig nach unten ab /121/. Diese Beobachtung korreliert gut mit Ergebnissen aus Strukturuntersuchungen. In diesem Temperaturbereich sind die für Mörtel mit Hochofenzement gemessenen Ribbreiten deutlich größer als bei portlandzementgebundenem Mörtel /125/.

Prägnante Abweichungen der E-Moduln, hin zu niedrigeren Werten, werden bis etwa 450 °C für Betone mit Tonerdeschmelzzement /48, 86/ oder mit F-Zement festgestellt. Für die Differenzen werden bei letzteren die größeren Ribvolumina im Vergleich zu Beton mit Portlandzement als Ursache angesehen /54/. Mit weiter steigender Temperatur verschwinden diese Abweichungen wieder.

Nach einer Temperierung bis maximal 250 °C wird bei quarzitischem Beton durch die Zugabe von Flugasche oder Quarzmehl keine Veränderung im Verlauf des Rest-E-Moduls über der Temperatur hervorgerufen /128/.

Sowohl für das Zuschlag/Zement - Verhältnis als auch den Wasserzementwert liegen nur Versuchsergebnisse vor, bei denen beide Verhältniswerte gleichzeitig verändert wurden. Dennoch zeichnet sich aus den Beobachtungen zusammenfassend die Tendenz ab, daß bei Beton mit niedrigerem Zuschlag/Zement - Verhältnis, bzw. kleinerem W/Z - Wert der E-Modul insgesamt weniger mit steigender Temperatur reduziert wird. Im einzelnen wurde folgendes beobachtet:

Nach 90-tägiger Temperierung wird bei niedrigem Zuschlag/Zement - Verhältnis der Rest-E-Modul bis 300 °C stärker reduziert als bei einem mageren Beton. Unter 100 °C wird bei magerem Beton nach dem Temperaturzyklus teilweise sogar der Ausgangswert übertroffen /55/. In die gleiche Richtung deuten die Ergebnisse von Saemann/Washa /108/ sowie Harada et al. /48/ für Normalbeton. Von

letzteren werden für Leichtbeton allerdings geringfügig entgegengesetzte Tendenzen beschrieben. Kein Einfluß des Zuschlag/Zement - Verhältnisses wird von Cruz /14/ konstatiert.

Über eine geringere Reduktion des E-Moduls bei niedrigen W/Z - Werten wird von Philleo /95/ berichtet. Entsprechende Resultate liegen von Kasami et al. /55/ auch für den Rest-E-Modul nach 90-tägiger Temperierung bei maximal 300 °C vor. Nagao/Nakane /86/ stellen bei 600 °C nach einer 7-tägigen Temperierung keinen Einfluß des W/Z - Werts fest.

3.2.1.2 Einflüsse der Prüfmethode, Probekörpergeometrie und -konditionierung

Die Werte des Elastizitätsmoduls unterscheiden sich bei hoher Temperatur je nach eingesetzter Prüfmethode. Geringe Unterschiede bestehen zwischen den statisch und den dynamisch bestimmten E-Modulwerten. Nach Cruz /14/ stimmen bis etwa 400 °C die E-Moduln nach beiden Verfahren gut überein. Erst oberhalb von 400 °C ist der dynamische E-Modul deutlich kleiner. Der Beginn der Abweichung fällt mit der Portlanditersetzung zusammen. Dias et al. /17/ beobachten lediglich eine ausgeprägtere Empfindlichkeit des dynamisch ermittelten E-Moduls gegen Feuchteverluste. Andere Methoden führen zu krasserer Abweichungen. So bestimmten Diederichs et al. /25/ die Elastizitätsmoduln auch über zyklische Belastungswechsel in anisothermischen Kriechversuchen. Die so bestimmten E-Moduln übertreffen die entsprechenden isothermischen Werte.

Die Probenkonditionierung und die Prüfkörpergeometrie scheinen für die Temperaturabhängigkeit des E-Moduls nicht von Bedeutung zu sein. Philleo /95/ beobachtet in seinen Versuchen weder einen Einfluß des Prüfalters, noch Unterschiede zwischen wasser- oder luftgelagerten Proben; letzteres bestätigen auch Nagao/Nakane /86/.

3.2.1.3 Hygrische Einflüsse

Der E-Modul feuchter Proben ist bei Raumtemperatur größer als der des trockenen Betons /46/. Dies trifft auch für den nach einer Temperierung gemessenen Rest - Elastizitätsmodul zu /7/. Dieser Unterschied bleibt nach einer längeren Temperierung erhalten /149/. In den gleichen Versuchen wurde ferner beobachtet, daß eine wiederholte Belastung den E-Modul feuchter Proben kaum

verändert. Der geringere Einfluß der Temperatur auf den E-Modul des feuchten Betons geht auf das erhöhte Kriechvermögen des feuchten Zementsteins und die Möglichkeit zu hydrothermalen Reaktionen zurück. Beides führt zu einer verminderten Rißbildung und mithin zu größeren E-Modulwerten.

Für den Elastizitätsmodul heißer Proben wird einmal zwar nur eine geringfügige, tendenziell aber gleiche Abhängigkeit von der Feuchte beschrieben /5/, andere Versuchsergebnisse /72/ zeigen einen deutlich entgegengesetzten Einfluß der Betonfeuchte (Bild 3.14). Als Ursache für den niedrigen E-Modul des versiegelten Betons vermuten Lankard et al. /72/ u.a. den zum Zeitpunkt der Prüfung vorhandenen hohen Dampfdruck im Inneren der Probe.

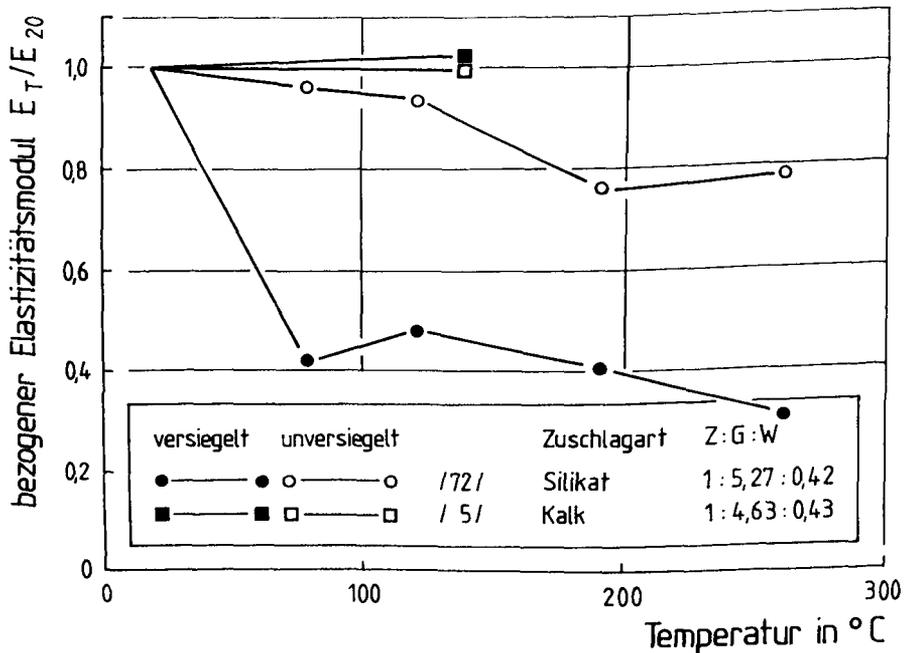


Bild 3.14: Elastizitätsmodul von versiegelt und unversiegelt temperiertem Beton

Nach einer versiegelten Temperierung bei 250 °C wird mit steigendem Gehalt an Flugasche die ursprüngliche Reduktion des Elastizitätsmoduls bei einem Kalk-

steinbeton wieder aufgehoben. Von quarzitischem Beton werden die Ausgangswerte nach der Temperierung sogar deutlich übertroffen /128/. Unter 100 °C stellt Budelmann /7/ nur einen geringen Einfluß der Flugasche fest.

3.2.1.4 Einflüsse veränderter thermischer Randbedingungen

Obwohl in den vorangegangenen Abschnitten neben den Ergebnissen aus Hochtemperaturversuchen bereits Resultate in die Auswertung mit einbezogen wurden, die im Anschluß an eine Temperierung an abgekühlten Proben gewonnen wurden, sind in Bild 3.15 solche Ergebnisse zur besseren Übersicht nochmals zusammengefaßt. Die Rest - Elastizitätsmoduln liegen in der Regel unter den vergleichbaren Hochtemperaturwerten. Das ist auch verständlich, da im Verlauf des Abkühlens zusätzliche Haftrisse zwischen Zuschlag und Zementstein entstehen /52/. Die Unterschiede zwischen den verschiedenen Zuschlagarten verwischen sich. Auffallend ist, daß nunmehr bei quarzitischem und anderem silikatischem Zuschlag der E-Modul weniger reduziert wird als bei Leichtzuschlag. Die größten Einbußen erfährt Basaltbeton.

Die Größe des Elastizitätsmoduls wird in erster Linie von der bei zyklischer Temperierung erreichten Maximaltemperatur bestimmt. Die Zahl der Zyklen hat weniger Einfluß, der Elastizitätsmodul wird jedoch weiter reduziert /9, 13/. Ähnlich verhält es sich mit Proben, die zunächst bei hohen Temperaturen vor-temperiert werden. Der E-Modul wird wiederum durch die erreichte Maximaltemperatur bestimmt, auch wenn die Probekörper anschließend bei niedrigerer Temperatur geprüft werden. Werden die E-Moduln dagegen erst nach einem weiteren Aufheizen ermittelt, so wirkt sich die vorangegangene Lagerung bei niedrigerer Temperatur - unabhängig von deren Höhe - nicht auf den Elastizitätsmodul bei der höheren Temperatur aus /17/.

	Zuschlagart	Z:G:W
-□-	/ 72/ Lankard	Silikat 1: 5,27:0,42
-△-	/ 14/ Cruz	Silikat 1: 5,74:0,62
-▽-	/ 14/ Cruz	Silikat 1: 4,48:0,42
-▲-	/ 14/ Cruz	Blähton 1: 3,19
-▼-	/ 14/ Cruz	Blähton 1: 2,19
-◇-	/133/ Sullivan , Poucher	Quarz 1: 2,50:0,56
-●-	/133/ Sullivan , Poucher	Basalt , Flint 1: 6,82:0,56

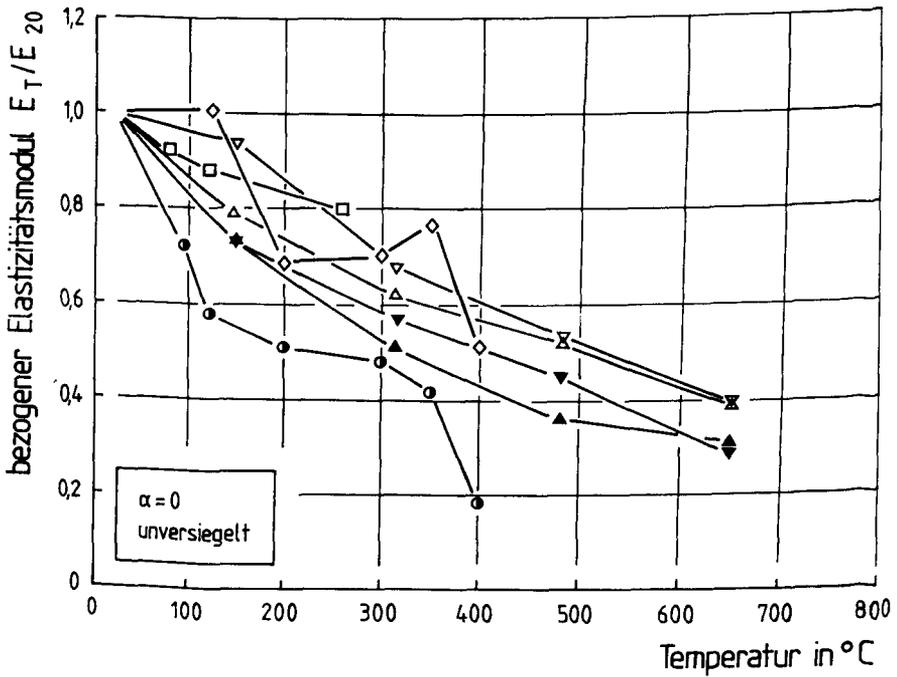


Bild 3.15: Rest - Elastizitätsmodul in Abhängigkeit von der Maximaltemperatur

3.2.1.5 Mechanische Einflüsse

In Bild 3.16 sind für verschiedene Temperaturen die E-Moduln über dem Belastungsgrad α während des Aufheizens aufgetragen. Das während des Aufheizens vorhandene Belastungsniveau wirkt sich erkennbar auf die Größe des Elastizitätsmoduls aus. Unterschiede bestehen zwischen den Zuschlagarten. Bereits eine geringe Vorbelastung erhöht den E-Modul des quarzitästischen Normalbetons merklich. Bei Temperaturen bis etwa 350 °C wirkt sich ein noch höheres Spannungsniveau zunächst nur geringfügig aus [125/]. Bei weiter steigender Temperatur wird der Belastungseinfluß immer gravierender; der Einfluß nimmt auch bei größeren Belastungsgraden noch zu. In einigen Fällen werden allerdings kritische Grenzen erreicht, so daß die E-Modulwerte wieder abfallen. Bei Leichtbeton ist der Belastungseinfluß auf den E-Modul geringer und allem Anschein nach unabhängig von der Temperatur.

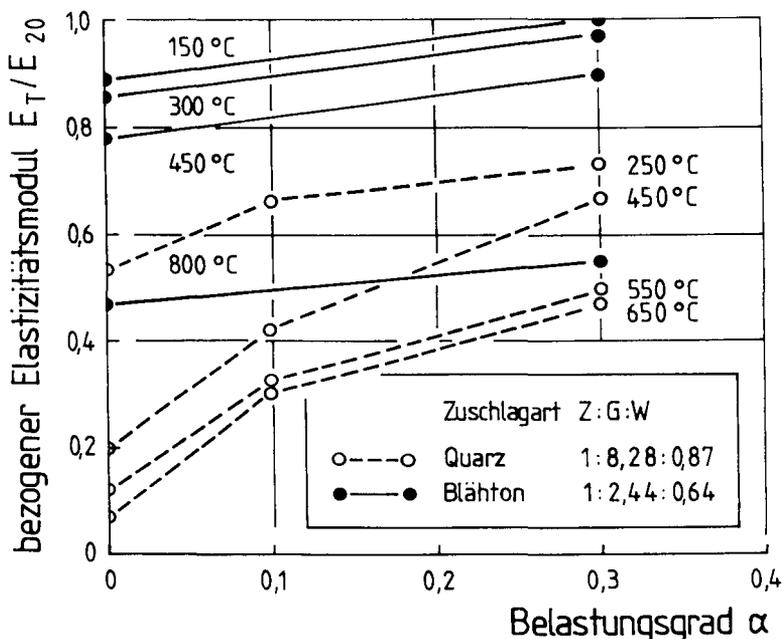


Bild 3.16: Einfluß des Belastungsgrades α beim Aufheizen auf den Elastizitätsmodul [119/]

Hinrichsmeyer /51/ erklärt die positive Wirkung der Beanspruchung während des Aufheizens mit einer verminderten Rißbildung. Durch eine Belastung können die thermisch induzierten Risse geschlossen, oder zumindest vermindert, und so die Steifigkeit erhöht werden. Bestätigt wird dies durch Spannungs - Dehnungslinien wiederholt belasteter Basaltbetonproben nach einer vorangegangenen Temperierung /149/. Die $\sigma - \epsilon$ - Linien verlaufen nach mehreren Lastzyklen konkav. Erst mit zunehmender Belastung wird der Kontakt zwischen größeren Flächen der thermisch induzierten Risse möglich, wodurch der E-Modul steigt. In den gleichen Versuchen wurde auch beobachtet, daß der E-Modul zuvor versiegelt temperierter Proben nach wiederholter Belastung kaum verändert war. Dies geht auf das erhöhte Kriechvermögen des feuchten Zementsteins und die Möglichkeit zu hydrothermalen Reaktionen zurück. Beides führt zu einer verminderten Rißbildung, so daß sich die mechanische Beanspruchung kaum positiv bemerkbar machen kann. Da bei Leichtbeton insgesamt geringere Dehnungsdifferenzen auftreten, ist auch dort der Einfluß einer Belastung während des Aufheizens auf den E-Modul geringer.

3.2.2 Bruchdehnung

Neben dem Elastizitätsmodul ist die Bruchdehnung die zweite maßgebende Größe zum Beschreiben des Kurzzeitverformungsverhaltens von Beton. In Bild 3.17 werden Bruchdehnungswerte aus Heißdruckversuchen verschiedener Autoren in Abhängigkeit von der Temperatur wiedergegeben. Im Gegensatz zu anderen Angaben /20/ scheint die Bruchdehnung nicht unbeträchtlich von der verwendeten Zuschlagart abzuhängen. Die geringsten Werte werden mit Leichtbeton gemessen, die größten mit quarzitischen Betonen. Der ebenfalls abgebildete Kalksteinbeton bewegt sich zwischen den genannten Extremen. Aussagen über den Einfluß anderer betontechnologischer Parameter auf die Bruchdehnung sind bei den wenigen Versuchsergebnissen nicht sinnvoll möglich.

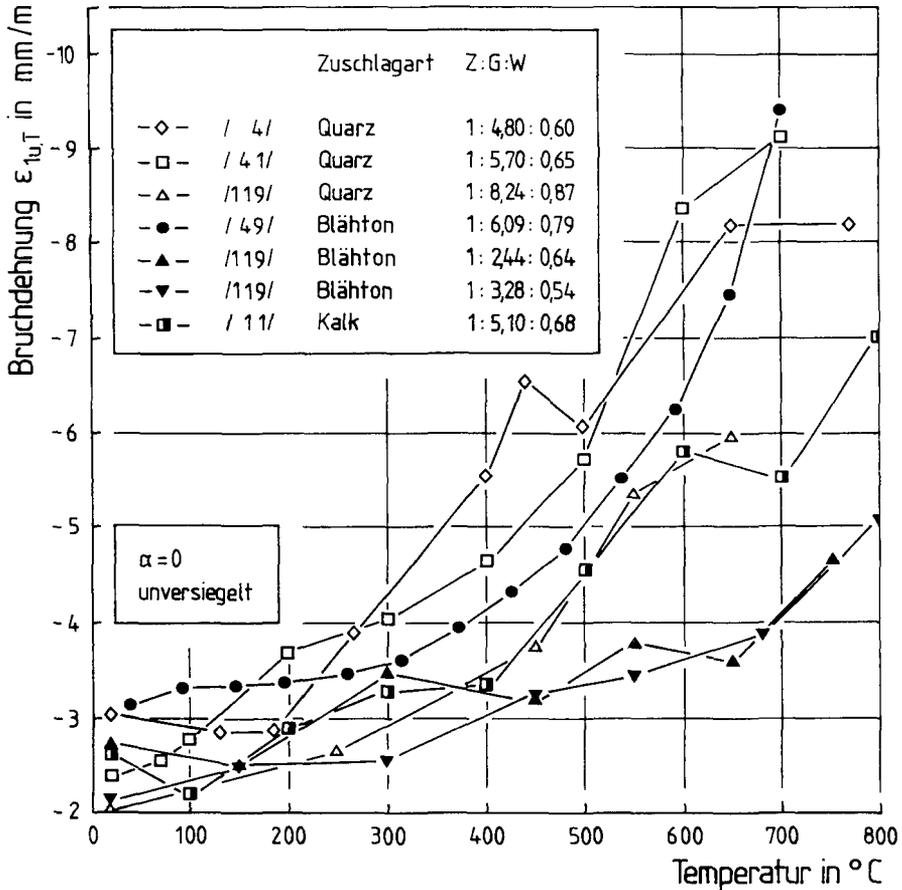


Bild 3.17: Bruchdehnung verschiedener Betone in Abhängigkeit von der Temperatur

Aus Bild 3.18 kann der Einfluß einer Belastung während der Aufheizperiode auf die Bruchdehnung von Normal- und Leichtbeton abgelesen werden. Zur besseren Vergleichbarkeit wurden die Werte auf die jeweilige Bruchdehnung bei Raumtemperatur normiert. Grundsätzlich führt eine Belastung zu einer geringeren Dehnung, Unterschiede zwischen den beiden Betonen sind nicht zu übersehen. Wie schon der E-Modul, so wird auch die Bruchdehnung des Leichtbetons nur geringfügig von der Belastung beeinflusst; die Bedeutung nimmt leicht mit steigender

Temperatur zu. Fehlende Zwischenwerte lassen leider keine detailliertere Aussage über den Einfluß des Belastungsgrades zu. Auf Normalbeton wirkt sich die Belastung erheblich markanter aus. Bereits eine Vorbelastung von $\alpha = 0,1$ reduziert die Bruchdehnung deutlich. Eine weitere Steigerung der Belastung führt nochmals zu erkennbar reduzierten Werten, die zusätzliche Minderung ist jedoch geringer. Auffallende Unterschiede treten auch zwischen den einzelnen Temperaturstufen auf. Bei 250 °C ist der Belastungseinfluß noch vergleichsweise gering. Nicht zuletzt infolge der Portlandzersetzung nimmt er mit steigender Temperatur und wachsendem Belastungsgrad zu. Versuche an gemager-tem Portlandzement /88/ bestätigen diese Beobachtungen.

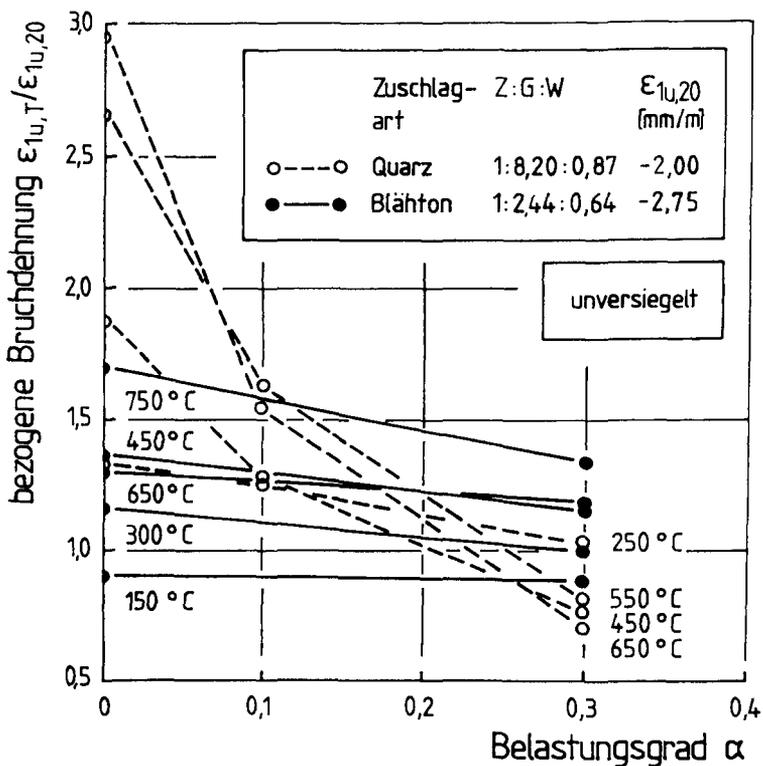


Bild 3.18: Einfluß des Belastungsgrades während des Aufheizens auf die Bruchdehnung temperierter Betone /119/

Die Bedeutung der Belastung kann folgendermaßen erklärt werden: Durch die Vorbelastung während des Aufheizens werden die thermisch induzierten Risse in belasteten Achsen zum Teil unterdrückt. Wie bereits beschrieben, hängt diese Ribbildung eng mit den Differenzen der thermischen Dehnungen von Zuschlag und Zementstein zusammen. Dem entspricht auch die geringe Auswirkung der Belastung bei Leichtbeton sowie bei Normalbeton im Temperaturbereich bis 250 °C. Mit weiter steigender Temperatur nehmen bei Normalbeton die Dehnungsdifferenzen und in deren Folge der Einfluß der Belastung zu.

Bisher wurden keine Versuche veröffentlicht, in denen die Belastung nicht monoton bis zum Versagen gesteigert wurde, sondern der endgültigen Belastung z.B. eine orthogonal dazu gerichtete Belastung voranging. Dies ist insbesondere deshalb verwunderlich, weil bereits von Versuchen bei Raumtemperatur bekannt ist /35/, daß die so hervorgerufene Gefügeanisotropie sich deutlich im Verformungsverhalten niederschlägt.

3.2.3 Querdehnzahl

Zum Querdehnungsverhalten des Betons bei erhöhten Temperaturen liegen kaum Ergebnisse vor. Pilleo berichtet ohne Angabe von Messwerten über eine generell fallende Tendenz der Querdehnzahl mit der Temperatur /95/. Bild 3.19 zeigt Versuchsergebnisse anderer Autoren, die diese Aussagen stützen. Die fallende Tendenz wird danach nicht durch die unterschiedlichen Randbedingungen (Zuschlagart, Feuchte, Belastung) oder Temperaturzyklen /111/ beeinflusst. Abweichend von den anderen Forschern beobachtet Cruz /14/ nahezu keinen Einfluß der Temperatur.

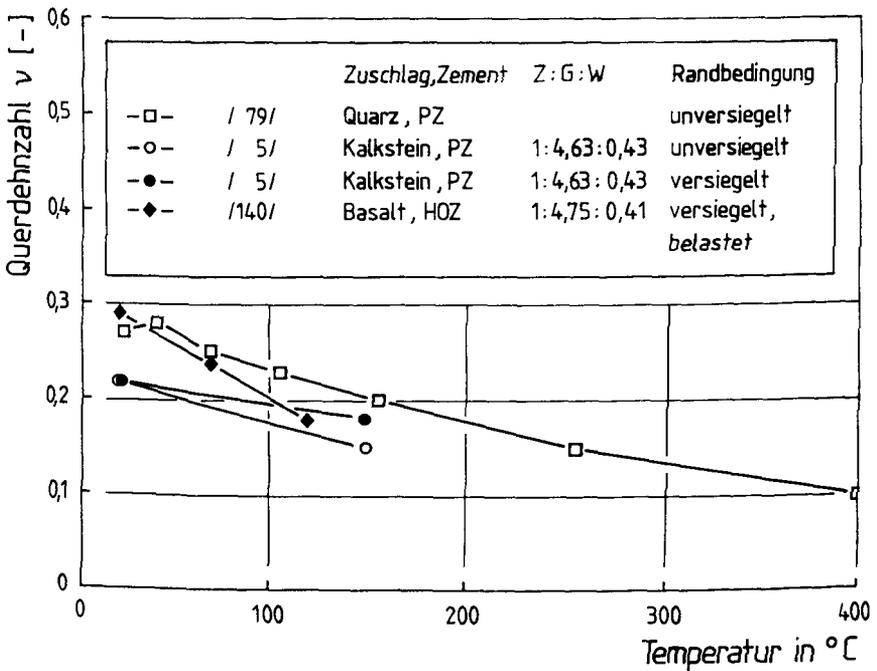


Bild 3.19: Querdehnzahl in Abhängigkeit von der Temperatur

3.2.4 Zusammenfassung der Ergebnisse und offene Probleme

Der Elastizitätsmodul nimmt deutlich mit steigender Temperatur ab. Die Zuschlagart ist dabei von entscheidender Bedeutung. Demgegenüber sind das Bindemittel und Zusatzstoffe von geringem Einfluß.

Die Bedeutung des Zuschlag/Zement - Verhältnisses und des Wasserzementwerts für den Elastizitätsmodul bei hoher Temperatur ist bisher nicht klar zu erkennen. Vergleiche zwischen verschiedenen Versuchsreihen werden erschwert, weil in der Regel mehrere Parameter gleichzeitig variiert wurden. Da beide Verhältnisswerte von praktischer Bedeutung sind, ist eine gezielte Untersuchung ihres Einflusses wünschenswert.

Unversiegelt temperierte Probe weisen einen geringeren Rest - Elastizitätsmodul auf als feuchte Proben. Aussagen über den Einfluß der Feuchte auf den E-Modul heißer Proben scheinen derzeit auf der Basis der wenigen und zudem widersprüchlichen Ergebnisse nicht möglich.

Während die Temperaturhöhe den Elastizitätsmodul entscheidend bestimmt, ist die Zahl nachfolgender Temperaturzyklen oder die Temperierungsdauer nur von untergeordneter Bedeutung.

Eine mechanische Belastung während des Aufheizens kann entscheidend die Steifigkeit des Betons erhöhen. Dabei spielen zudem sowohl die Höhe der Belastung, die Zuschlagart als auch die Maximaltemperatur eine Rolle.

Trotz gegenteiliger Ansichten in der Literatur scheint auch die Bruchdehnung vom verwendeten Zuschlag beeinflusst zu werden. Unstrittig ist dagegen, daß die Bruchdehnung mit steigender Belastung zum Teil erheblich reduziert wird. Andere Abhängigkeiten können derzeit nicht erfaßt werden, da zu wenig Versuchsergebnisse verfügbar sind. Forschungsbedarf besteht auch im Hinblick auf die Wirkung von Spannungspfaden, die von einer monoton steigenden Belastung abweichen, da sich veränderte Spannungspfade bereits bei Raumtemperatur signifikant auf das Verformungsverhalten des Betons auswirken. Außerdem könnten anhand dieser Versuche numerische Modelle des Hochtemperatur - Verformungsverhaltens besser geeicht werden.

Noch dürftiger sind bisher die Angaben zur Betonquerdehnung. Hier ist bisher nur generell eine Temperaturabhängigkeit festzustellen.

Da in den meisten Versuchen bisher nur die Verformungen in der Hauptbelastungsachse gemessen wurden, ist es noch nicht möglich, die Auswirkung einer mehraxialen Belastung auf die Kurzzeitverformungen zu beschreiben. Solche Messungen würden es auch gestatten, den Kompressions- und Schubmodul zu ermitteln und mehraxiale Verformungsmodelle zu formulieren.

3.3 Verformungsverhalten des Betons bei erhöhter, instationärer Temperatur

Das Verhalten bei erhöhter, instationärer Temperatur wird u. a. im anisothermischen Kriechversuch untersucht. Die Gesamtverformung im anisothermischen

Kriechversuch setzt sich aus last-, feuchte- und temperaturabhängigen Anteilen zusammen. Im Versuch sind die hygrischen und thermischen Anteile nicht voneinander zu trennen /102/. Deshalb kann die Gesamtverformung allgemein in der Form

$$\epsilon_{\text{tot}} = \epsilon_{\text{th}} (T, \dot{T}, H, \dot{H}) + \epsilon_{\sigma} (\sigma, \dot{\sigma}(t), T, \dot{T}, H, \dot{H}, \dots) \quad (3.1)$$

angegeben werden /22/. Da im anisothermischen Versuch meistens eine konstante Aufheizgeschwindigkeit benutzt wird, ist die Temperatur proportional zur Zeit. Die Zeitabhängigkeit der Spannung ist i.A. nur in Zwängungsversuchen von Bedeutung (vgl. Kap. 3.3.3).

Der lastabhängige Verformungsanteil in Gl. (3.1) wird oft unterschiedlich aufgespalten. Von Diederichs et al. /22/ wird die detaillierteste Unterteilung in zeitunabhängige, elastische und plastische, sowie transiente und zeitabhängige, isothermische Kriechdehnungen vorgenommen:

$$\epsilon_{\sigma} = \epsilon_{e1} (\sigma, T) + \epsilon_{p1} (\sigma, T) + \epsilon'_{tr} (\sigma, T) + \epsilon_{cr} (\sigma, T, t). \quad (3.2)$$

Bild 3.20 zeigt für einen Mörtel die Entwicklung der Komponenten der Gesamtverformung mit steigender Temperatur.

Anderberg/Thelandersson /4/ fassen die ersten beiden Terme der Gl. (3.2) zu einer allgemein spannungsabhängigen Komponente zusammen. Dies ist insbesondere im Bereich der Gebrauchsspannung zulässig, da die plastische Dehnung erst oberhalb von $0,5 f_1$ signifikante Werte annimmt. Eine weitere Vereinfachung erfährt Gl. (3.2), wenn zusätzlich alle thermisch induzierten Komponenten zu einem transienten Anteil zusammengefaßt werden und angesichts der in Frage kommenden, kurzen Betrachtungszeiträume die Zeitabhängigkeit vernachlässigt wird /22, 58/. Die Gesamtverformung setzt sich dann aus drei Teilen zusammen:

$$\epsilon_{\text{tot}} \approx \epsilon_{\text{th}} (T) + \epsilon_{e1} (\sigma) + \epsilon_{tr} (\sigma, T). \quad (3.3)$$

Für die weitere Diskussion der Einflüsse auf das anisothermische Kriechen ist diese Aufspaltung geeignet, da aus vielen Veröffentlichungen lediglich diese Anteile herauszuarbeiten sind. Nachfolgend wird nur auf die temperaturabhängigen Komponenten eingegangen: die thermische Dehnung ϵ_{th} und die transiente Kriechdehnung ϵ_{tr} . Daneben gibt es in der Literatur noch andere Begriffe. So

haben Khoury et al. /58/ die Bezeichnungen freie thermische Dehnung (free thermal strain) und lastinduzierte, thermische Dehnung (load - induced thermal strain) geprägt. Im Verlauf der weiteren Diskussion der anisothermischen Versuche werden die Bezeichnungen "thermische Dehnung" für die ausschließlich temperaturabhängigen Dehnungsanteile und "transientes Kriechen" für die zugleich spannungs- und temperaturabhängigen Dehnungsanteile benutzt.

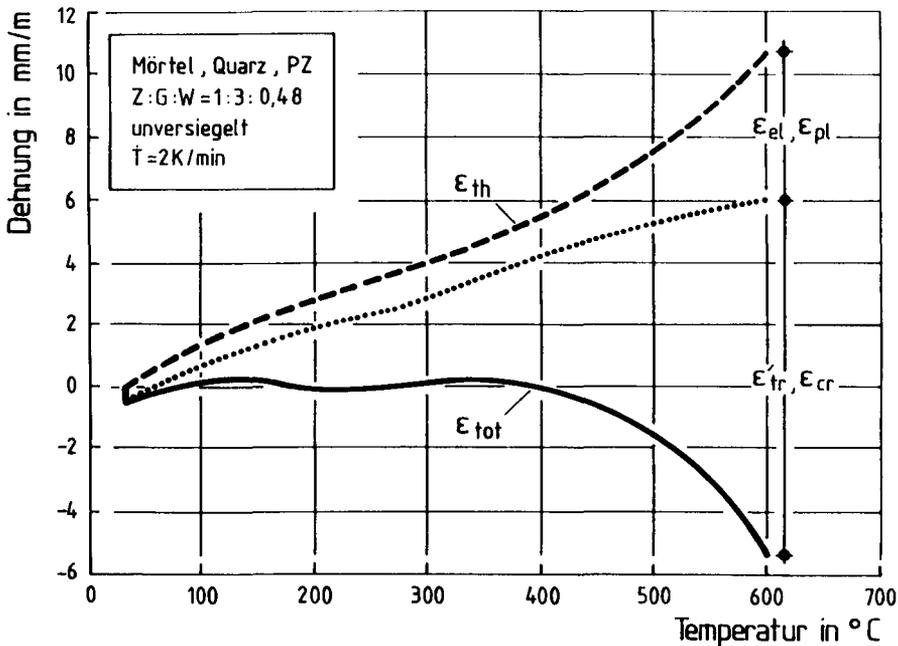


Bild 3.20: Last- und temperaturabhängige Dehnungsanteile im anisothermischen Kriechversuch /24/

In den bisher veröffentlichten transienten Kriechversuchen wurde die Verformungsmessung, außer in /32/, auf die Messung der Dehnung in der Belastungsachse beschränkt, so daß leider Auswertungen der Invarianten der transienten Kriechdehnungen nicht möglich sind. Gerade bei der anisothermischen Verformung wäre dies interessant, weil von den beiden dominierenden Verformungsanteilen die thermische Dehnung ausschließlich eine hydrostatische

Dehnung ist, während die transiente Kriechdehnung sich aus beiden Dehnungskomponenten zusammensetzt (vgl. Kap. 5.8).

3.3.1 Thermische Dehnung

An dieser Stelle werden nur einzelne Einflüsse auf die thermische Dehnung dargestellt. Andere Abhängigkeiten werden u.a. in /116/ beschrieben. Verschiedene Berechnungsverfahren für die thermische Dehnung bis etwa 150 °C werden z. B. in /7, 51, 157/ vorgestellt. Die thermische Dehnung des Betons setzt sich aus den Dehnungen des Zuschlags und des Zementsteins zusammen. Hinzu kommt ein Ribbildungsanteil, der durch die Dehnungsdifferenzen beider Bestandteile erzeugt wird und mit steigender Temperatur zunehmend an Bedeutung gewinnt /51/. Konsequenterweise hat das Zuschlag/Zement - Verhältnis für die Wärmedehnung des Betons eine entscheidende Bedeutung. Der zweite maßgebende Faktor ist die Zuschlagart.

Bild 3.21 gibt den Verlauf der thermischen Dehnungen für verschiedene Betone und für Zementstein wieder. Der Zementstein expandiert bis 150 °C und beginnt danach zu schrumpfen. Die Kurven der Betone steigen durchgehend bis etwa 600 °C monoton an, zwischen den einzelnen Zuschlagarten treten jedoch deutliche Unterschiede auf. Die Werte der thermischen Dehnung sind bei 600 °C für den Leichtbeton mit etwa 5 mm/m am geringsten. Für Beton mit quarzitischem oder anderem silikatischem Zuschlag werden bei 600 °C mit 16 mm/m bzw. 13 mm/m die größten Ausdehnungen beobachtet. Zwischen diesen beiden Zuschlagarten treten erst oberhalb von 450 °C größere Unterschiede auf. Die dargestellten Basalt- und Kalksteinbetone verhalten sich ähnlich; ihre Messwertkurven verlaufen zwischen den zuvor genannten Extremen. Bei einigen Betonen bleibt oberhalb von 600 °C die thermische Dehnung konstant oder fällt teilweise auch wieder ab.

Der Einfluß der Zementart ist vergleichsweise geringer, aber nicht zu vernachlässigen /58/. HOZ - gebundener Beton dehnt sich weniger aus, da der Hochofenzement stärker schrumpft als Portlandzement.

Bis 250 °C wirkt sich die ausgangs vorhandene Probenfeuchte auf die thermische Dehnung aus. Verantwortlich ist dafür die scheinbare Wärmedehnung des feuchten Zementsteins, die zwischen 60 % und 70 % r.F. maximal wird /83/. Im

Ofen bei 105 °C vorgetrocknete Proben dehnen sich insgesamt am stärksten aus, da während dieser Vorlagerung das Trocknungsschwinden vorweggenommen wurde /58/. Oberhalb von 250 °C hat die zu Beginn vorhandene Probenfeuchte keinen Einfluß mehr auf den Verlauf der Wärmedehnung. Die unterschiedlichen Ausgangsfeuchten machen sich in den Versuchen durch differierende Dehnungsraten bemerkbar. Diese Beobachtung korreliert gut mit dem Verlauf von Gewichtsverlustkurven für Proben mit unterschiedlichen Ausgangsfeuchten; sie stimmen ebenfalls oberhalb von etwa 250 °C überein /4, 58/. Eine niedrigere Aufheizgeschwindigkeit gestattet einen größeren Feuchteverlust und reduziert dadurch die insgesamt erreichbare Ausdehnung. Ein anderer Effekt erhöhter Aufheizraten ist das Verschieben gleicher Dehnungswerte zu höheren Temperaturen /15/.

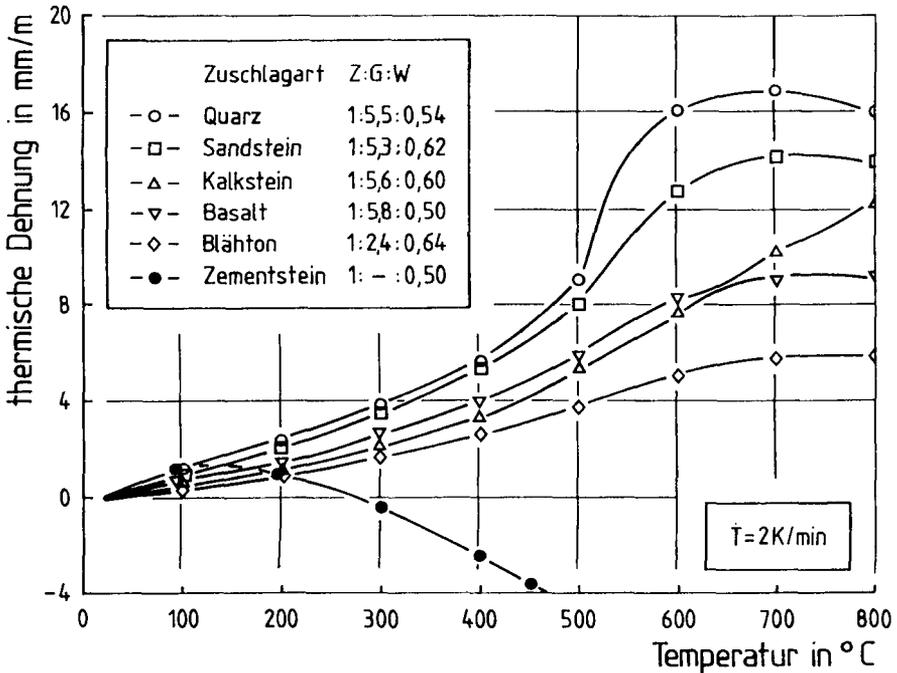


Bild 3.21: Thermische Dehnung von Zementstein und Beton mit verschiedenen Zuschlägen /116/

3.3.2 Transiente Kriechdehnung

Trotz zahlreicher Untersuchungen sind die Ursachen des transienten Kriechens noch nicht geklärt. Während bei Temperaturen bis etwa 250 °C thermisch - hygri-sche Inkompatibilitäten zwischen Zuschlag und Zementstein in Frage kommen /7/, wird bei höheren Temperaturen vermutet, daß Änderungen der Zementsteinstruktur und der CSH - Phasen die Ursache des transienten Kriechens sind /57/.

3.3.2.1 Einfluß der Betonzusammensetzung

In Bild 3.22 sind die transienten Kriechdehnungsanteile verschiedener Betone über der Temperatur aufgetragen, die unter gleichem Belastungsgrad unversiegelt mit 2 K/min aufgeheizt wurden. Mit Ausnahme des Leichtbetons sind die Mischungsverhältnisse der Betone sehr ähnlich. Zunächst nehmen die Dehnungen nur wenig mit steigender Temperatur zu. Die unterschiedlichen Zuschlagarten machen sich bis 450 °C kaum bemerkbar. Die maximale Differenz zwischen den Kurven beträgt 2 mm/m. Oberhalb von 450 °C nimmt die Kriechgeschwindigkeit deutlich zu. Außerdem treten nun auch Zuschlageinflüsse auf; der Quarzbeton weicht deutlich von den übrigen Betonen ab. Eine ähnliche Tendenz ist vorübergehend auch beim Basaltbeton zu beobachten, bei 750 °C jedoch wieder verschwunden. Mit Ausnahme des Quarzbetons liegen die übrigen Betone auch bei dieser Temperatur noch in einer geringfügig auf 3 mm/m vergrößerten Bandbreite. Diese Beobachtungen werden von Khoury et al. /58/ mit ihren Versuchen bestätigt.

Ein Einfluß unterschiedlicher Zementarten ist im Ansatz erst oberhalb von 200 °C zu beobachten. Wie Bild 3.23 zeigt, lassen sich die auftretenden Differenzen oberhalb von 550 °C dem unterschiedlichen Al_2O_3 - Gehalt zuordnen. Sowohl bei den drei hochfesten Betonen /25/ und den beiden Normalbetonen /54/, als auch bei den hier nicht mit aufgenommenen Ergebnissen von Khoury et al. an Basaltbeton /58, 57/, sind die transienten Kriechdehnungen bei höherem Al_2O_3 - Gehalt geringer. Andere Bestandteile, wie zum Beispiel der $Ca(OH)_2$ - Anteil oder das CaO/SiO_2 - Verhältnis scheiden bei den vorliegenden Ergebnissen als Ursachen aus. Insgesamt liegen die Unterschiede zwischen den verschiedenen Zementarten mit etwa 4 mm/m bei 600 °C in gleicher Größe wie die Differenzen zwischen den meisten Zuschlagarten (vgl. Bild 3.22).

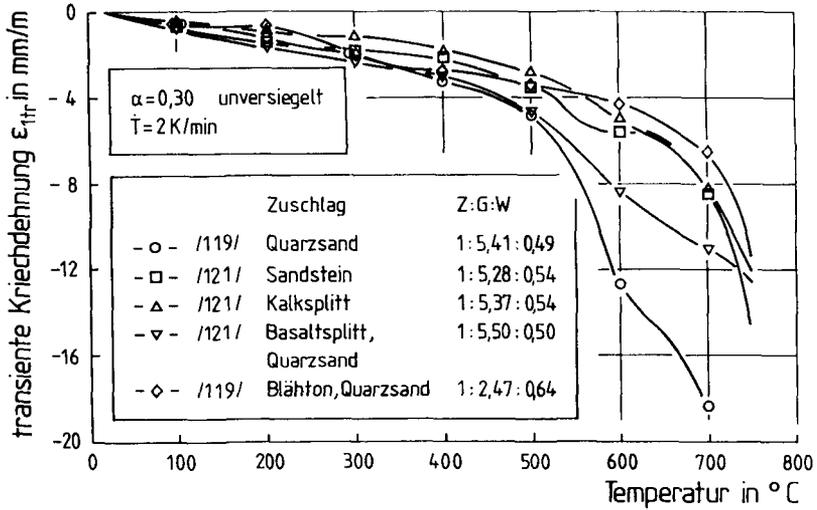


Bild 3.22: Transiente Kriechdehnung von Beton mit verschiedenen Zuschlägen

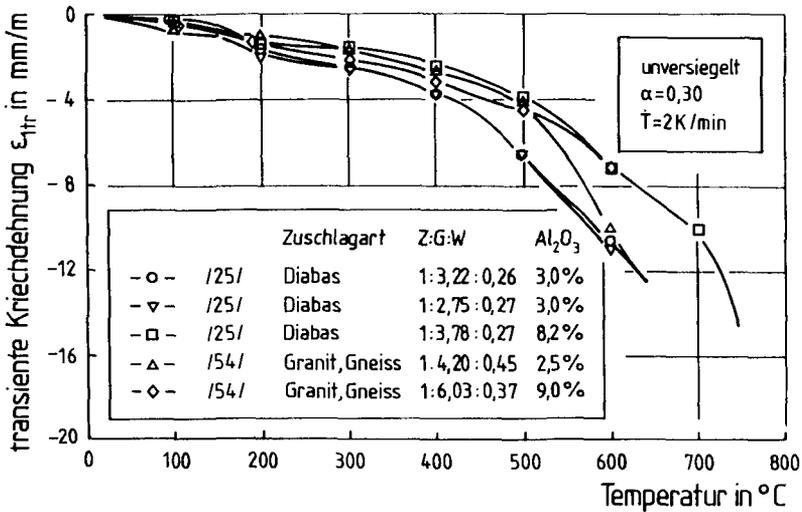


Bild 3.23: Einfluß der Zementart auf den Verlauf der transienten Kriechdehnung von normalen und hochfesten Betonen

Der Zuschlaggehalt ist von großer Bedeutung für die transiente Kriechdehnung. Dies wird sofort verständlich, wenn man sich vergegenwärtigt, daß an Zuschlägen, im Gegensatz zu Zementstein, kein transientes Kriechen beobachtet wird /22/. Khoury et al. /58/ vergleichen Normalbeton und Zementstein miteinander. Die transiente Kriechdehnung des Zementsteins ist signifikant größer. Das Verhältnis der beiden Kurven zueinander bleibt im beobachteten Temperaturbereich bis 400 °C nahezu konstant. In Bild 3.24 sind die transienten Kriechdehnungen für drei Betone mit unterschiedlicher Zusammensetzung dargestellt. Bis 400 °C zeigt der magere Beton zunächst etwas größere Kriechdehnungen als die beiden zementreichen. Zwischen 400 °C und 500 °C unterscheiden sich die drei Kurven kaum. Mit weiter steigender Temperatur ist dann die Kriechdehnungsrate des mageren Betons deutlich geringer. Ob und welchen Einfluß der Wasserzementwert hat, kann aus den vorliegenden Ergebnissen nicht abgeleitet werden.

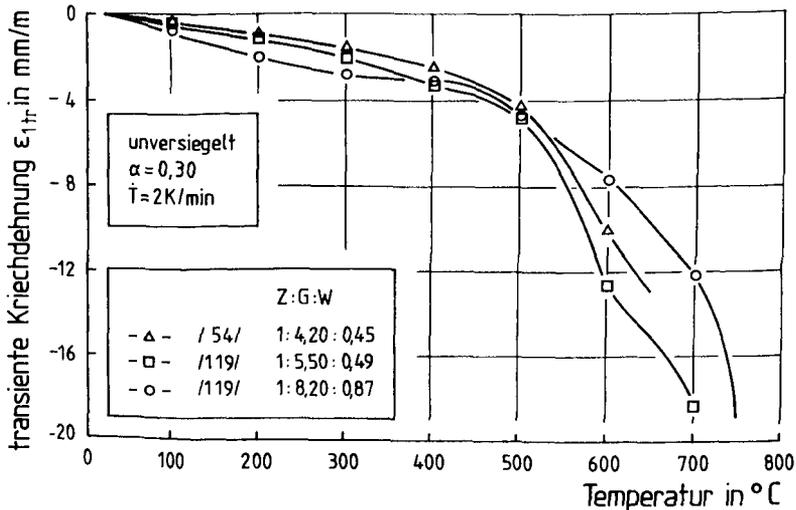


Bild 3.24: Auswirkung unterschiedlicher Mischungsverhältnisse auf die transiente Kriechdehnung quarzitischer Betone

3.3.2.2 Einflüsse der Probekörpergeometrie und -konditionierung

Im anisothermischen Versuch ist die Abmessung der Proben von geringem Einfluß. Durch die begrenzte Wärmeleitfähigkeit des Betons werden die Kurven der transienten Kriechdehnung der dickeren Proben zu höheren Temperaturen verschoben /106/.

Wie bereits in Kap. 3.1.1.2 erwähnt wurde, wirkt sich die Konditionierung des Betons vor Beginn des Versuchs in erster Linie auf den Feuchtegehalt der Proben aus; auf diesen hygrischen Einfluß wird im nächsten Kapitel noch eingegangen.

Üblicherweise sind die Proben zu Beginn der anisothermischen Versuche bereits deutlich älter als 90 Tage. Daher ist das Alter der Proben kaum von Bedeutung. Khoury et al. /58/ beobachteten allerdings oberhalb von 450 °C an neun Jahre altem Kalksteinbeton geringfügig geringere transiente Kriechdehnungen als an einjährigem Kalksteinbeton.

3.3.2.3 Hygrische Einflüsse

Im Gegensatz zur thermischen Dehnung hängt die transiente Kriechdehnung in der belasteten Achse kaum von der Feuchte zwischen 65 % und 100 % r.F. ab. Dies bestätigen die geringen Unterschiede zwischen wassergelagerten Proben, die versiegelt bzw. unversiegelt aufgeheizt wurden /27/. Ein weiteres Absinken des Feuchtegehaltes macht sich dann jedoch bemerkbar (vgl. Kap. 3.3.1). Im Extremfall einer Vortrocknung wird das evaporierbare Wasser entfernt und dadurch das bis 105 °C mögliche transiente Kriechen verhindert. Dementsprechend zeigen die vorgetrockneten Proben das geringste transiente Kriechen. Die hygrischen Einflüsse auf das transiente Kriechen des unversiegelt temperierten Betons, die aus unterschiedlichen Feuchtegehalten resultieren, werden bis 250 °C beobachtet. Khoury et al. /58/ wiesen mit ihren Versuchen nach, daß ab 250 °C das transiente Kriechen, ebenso wie die thermische Dehnung, unabhängig von der Ausgangsfeuchte ist.

3.3.2.4 Einflüsse veränderter thermischer Randbedingungen

Unterschiedliche Aufheizraten haben einen geringen, aber eindeutig erkennbaren Einfluß. Mit sinkender Aufheizgeschwindigkeit werden die Kurven der transienten Kriechdehnung zu höheren Temperaturen verschoben /4/. Eine um den Faktor 10 größere Aufheizrate führt nur zu 10 - 20 % größeren Dehnungswerten. Die Unterschiede entstehen, weil im transienten Kriechen auch zeitabhängige Kriechanteile (basic creep) enthalten sind /58/. Diese Beobachtungen bestätigen, daß bei den üblichen Aufheizgeschwindigkeiten im anisothermischen Versuch die isothermischen Anteile nur von untergeordneter Bedeutung sind.

Neben den bisher beschriebenen Temperaturgeschichten mit ausschließlich linearem Anstieg der Temperatur wurden von Diederichs et al. /23/ auch Versuche mit zwischengeschalteten isothermischen Phasen untersucht. Bereits nach einer Erhöhung um etwa 80 °C stimmt die Größe der transienten Kriechdehnung wieder mit den Werten der ohne Zwischenhalt aufgeheizten Proben überein.

Zum vollständigen Bild des anisothermischen Verformungsverhaltens gehört auch das Verhalten während des erstmaligen Abkühlens. Die verschiedenen Einflüsse hierauf werden an dieser Stelle - abweichend vom sonstigen Vorgehen - kurz in ihrer Gesamtheit dargestellt. Im Gegensatz zur Aufheizphase wird die Temperatur im allgemeinen nicht geregelt reduziert, sondern fällt entsprechend der natürlichen Auskühlung des Versuchsstandes ab.

Für die meisten Zuschläge (Basalt, Blähschlacke (Lytag), Quarz) wird nur eine sehr geringe, weitgehend lineare Abhängigkeit von der Belastung für die anisothermische Dehnung beim Abkühlen beobachtet /22, 39, 59/. Eine Ausnahme stellt Kalksteinbeton dar, dessen Zuschlag bei sinkender Temperatur unterhalb von 200 °C wieder expandiert /57/. Diese Expansion führt dazu, daß für den Kalksteinbeton eine deutliche Spannungsabhängigkeit der Dehnung beobachtet wird /59/. Insgesamt sind die Werte der spannungsabhängigen Verformung während des Abkühlens deutlich kleiner als die transienten Kriechdehnungen, die während des Aufheizens beobachtet werden (vgl. Kap. 3.3.2.5).

Entscheidend ist für die Dehnungen beim Abkühlen auch, welche Maximaltemperatur zuvor erreicht wurde. Nach Diederichs et al. /22/ tritt zum Beispiel durch die Quarzummwandlung bei 573 °C eine zusätzliche, irreversible Verformung auf, die auch an reinem Quarzzuschlag beobachtet wird /51/. Von Kordina

et al. /66/ wurde in diesem Zusammenhang mit Hilfe der Schallemissionsanalyse beobachtet, daß bei Maximaltemperaturen bis 350 °C etwa 75 % der Schädigung im Laufe eines Temperaturzyklus erst beim Abkühlen auftritt, und zwar schwerpunktmäßig in der ersten Abkühlphase. Das Verhältnis der Schädigungen ist bei 450 °C in etwa ausgeglichen und kehrt sich für 600 °C nahezu um. Ausgangsfeuchte, Aufheizgeschwindigkeit und Probenalter haben keinen Einfluß auf die Verformungen beim Abkühlen /59/.

Fischer führte Versuche mit mehreren Temperaturzyklen durch /39/. Er beobachtete, daß nach vorangeschalteten Temperaturzyklen bei 150 °C bzw. 450 °C der Verlauf der anisothermischen Dehnung oberhalb dieser Temperaturen wieder mit dem der ursprünglichen Kurve übereinstimmte. Ferner stellte er fest, daß die Aufheiz- und Abkühlkurven ab dem zweiten Temperaturzyklus unabhängig vom Belastungsgrad sind und mit denen unbelastet temperierter Proben übereinstimmen. Sowohl Fischer als auch Schneider et al. /118/ stellten bei wiederholten Temperaturzyklen ein nahezu reversibles Verhalten fest, dem sich eine geringe bleibende Stauchung überlagerte, die ihre Ursache in der Rißfortpflanzung hatte. Die reversiblen Verformungsanteile werden von Hinrichsmeyer der echten Festkörperdehnung der Hydratationsprodukte zugeschrieben /51/.

3.3.2.5 Mechanische Einflüsse

Einen wesentlichen mechanischen Einfluß stellt der Belastungsgrad dar. Von vielen Autoren wird im untersuchten Temperaturbereich ein fast linearer Zusammenhang zwischen der Belastung und der erzeugten transienten Kriechdehnung beobachtet /4, 58, 119/. Andererseits werden bei gleicher Spannungsdifferenz für niedrigere Belastungsgrade größere Zunahmen der Kriechdehnung gemessen als bei höheren Belastungen /58/. Dies wurde auch in stationären Kriechversuchen bei erhöhten Temperaturen beobachtet /60, 78/. In Bild 3.25 sind die bei 300 °C bzw. 600 °C erreichten Werte der transienten Kriechdehnungen für verschiedene Betone über dem Belastungsgrad α aufgetragen. Verbindet man gedanklich die Kriechdehnungswerte für die niedrigsten Belastungsstufen mit dem Ursprung und vergleicht diese Differenz mit den Unterschieden bei höheren Belastungsgraden, so fällt insbesondere bei den 600 °C - Werten auf, daß die Annahme einer unterproportionalen Abhängigkeit der transienten Kriechdehnung von der Belastung zumindest nicht ganz unberechtigt ist. Andererseits trifft im Bereich oberhalb von $\alpha = 0,1$ die Annahme einer linearen Abhängigkeit recht

gut zu, selbst bei einer Steigerung der Belastung über das übliche Gebrauchsspannungsniveau hinaus. Diederichs /19/ beobachtet allerdings bereits bei Temperaturen unter 200 °C für Belastungsgrade ab $\alpha = 0,5$ eine überproportionale Zunahme des transienten Kriechens.

	Zuschlagart	Z:G:W
-○-	/ 4/ Anderberg, Thelandersson	Quarz 1:4,80:0,60
-△-	/ 39/ Fischer	Quarz 1:5,13:0,60
-▽-	/119/ Schneider et al.	Quarz 1:5,41:0,49
-□-	/119/ Schneider et al.	Quarz 1:8,29:0,87
-◇-	/ 58/ Khoury et al.	Silikat 1:4,59:0,60

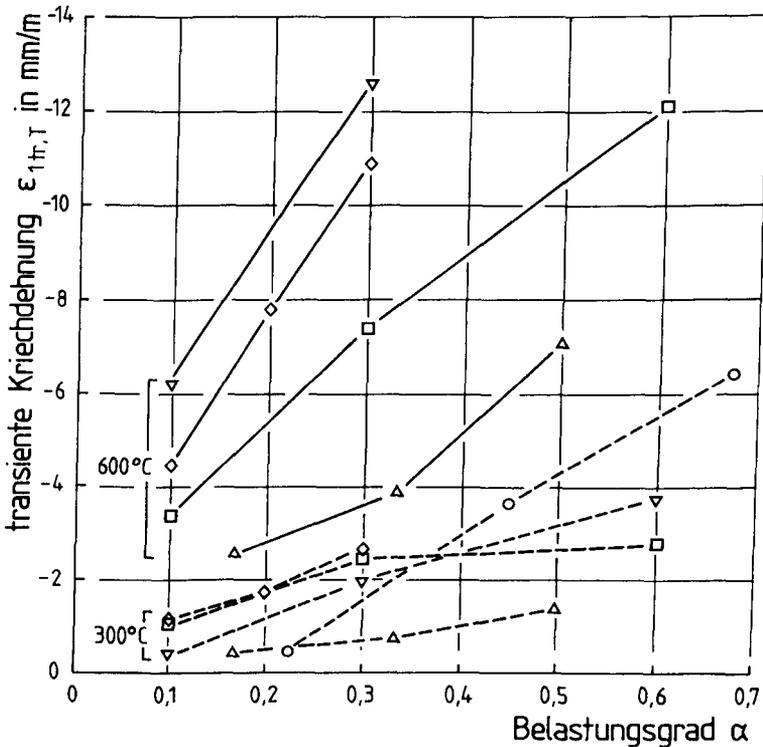


Bild 3.25: Einfluß des Belastungsgrades während des Aufheizens auf die transiente Kriechdehnung bei 300 °C und 600 °C

Die Auswirkung einer mehraxialen Beanspruchung auf die transiente Kriechdehnung ist noch recht unklar. Bisher wurden nur Versuche mit symmetrisch biaxialer Beanspruchung veröffentlicht /32, 141/. Bild 3.26 zeigt Werte der transienten Kriechdehnung, die bei verschiedenen Belastungsgraden unter ein- bzw. symmetrisch biaxialer Beanspruchung bestimmt wurden /32/. Bei niedrigeren Belastungsgraden ($\alpha \leq 0,4$) wird die Kriechdehnung demnach durch die biaxiale Beanspruchung reduziert; für $\alpha = 0,6$ gilt das Gegenteil. Die derzeit vorliegenden Ergebnisse lassen noch keine weitergehende Aussage zu. Eine Auswertung der Dehnungsinvarianten könnte weiteren Aufschluß liefern.

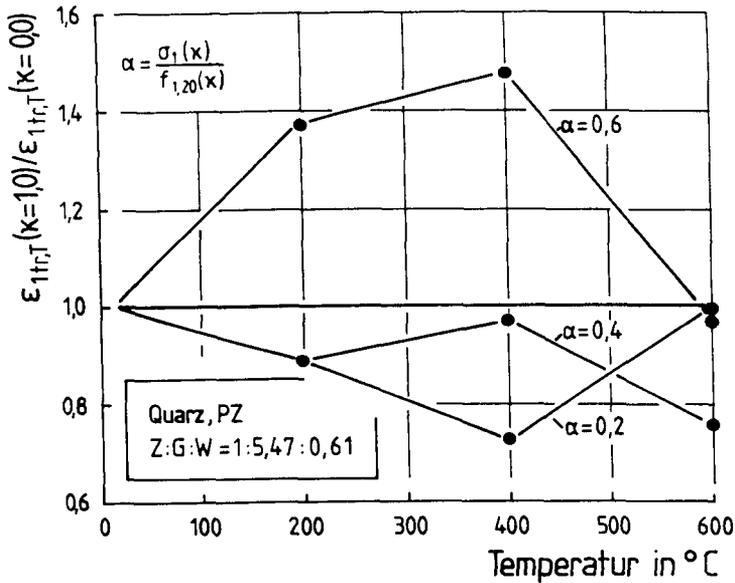


Bild 3.26: Vergleich der transienten Kriechdehnung von einaxial und symmetrisch biaxial beanspruchtem Beton /32/

3.3.3 Anisothermischer Zwang des Betons bei erhöhten Temperaturen

Normalerweise wird nur selten eine unbehinderte Verformung einer brandbeanspruchten Konstruktion möglich sein. Aus dieser Verformungsbehinderung resultieren Zwangsspannungen, die in einem engen Zusammenhang zu den zuvor bespro-

chenen anisothermischen Dehnungen stehen. Ein vergleichbarer Zusammenhang besteht zwischen dem isothermischen Kriechen und der Relaxation.

Der Verlauf der Zwangsspannungen über der Temperatur ist für die verschiedenen Betone grundsätzlich ähnlich. Zunächst steigt die Spannung schnell mit der Temperatur an und erreicht etwa bei 100 °C einen Maximalwert, der zwischen 45 % und 60 % der Ausgangsfestigkeit liegt. Die Entwicklung der Zwangsspannung wird in diesem Temperaturbereich durch die Dehydratations- und Entwässerungsvorgänge im Beton wesentlich beeinflusst /65/. Zwischen 100 °C und 200 °C sinkt die Zwangsspannung der meisten Betone um 10 % - 15 % ab. Dieses Minimum wird durch das Verdampfen des Kapillarwassers und das damit verbundene Schwinden verursacht. Nach Abschluß der Entwässerung oberhalb von 250 °C - 300 °C (vgl. Kap. 2.1) nimmt die Zwangsspannung erneut zu. Bei vielen Betonen wird etwa bei 400 °C ein zweites Spannungsmaximum erreicht. Infolge der dann beginnenden Portlandzersetzung nehmen die Zwangsspannungen mit weiter steigender Temperatur ab. Insbesondere das zweite Maximum und der daran anschließende Zwangsspannungsverlauf sind für die einzelnen Betone sehr unterschiedlich /137/.

3.3.3.1 Einfluß der Betonzusammensetzung

Die Zuschlagart übt entscheidenden Einfluß aus. Da die Zwängung aus der behinderten Temperaturdehnung des Betons resultiert, ist zu erwarten, daß eine große thermische Dehnung eine hohe Zwangsspannung nach sich zieht. Bild 3.27 bestätigt dies im wesentlichen. Die größten Zwangsspannungen treten beim quarzitischen Beton auf. Die Zwangsspannungswerte der beiden anderen Betone sind geringer, unterscheiden sich aber kaum voneinander, obwohl Unterschiede der thermischen Dehnung vorhanden sind (vgl. Bild 3.21). Die Lage des Minimums und die dort gemessenen Spannungswerte stimmen bei den drei Betonen überein. Auf die Quarzumwandlung bei 573 °C reagieren nur die Normalbetone mit einem Anstieg der Zwangsspannung.

Wird die Zwangsspannung durch die thermische Dehnung hervorgerufen, so trägt das transiente Kriechen mit dazu bei, die entstehende Spannung wieder abzubauen. Die Zwangsspannungskurven des Basalt- und des Leichtbetons stimmen also überein, weil die größere thermische Dehnung des Basaltbetons insbesondere oberhalb von 400 °C durch ein größeres anisothermisches Kriechmaß kompensiert

wird. Dies wird durch einen entsprechenden Vergleich zwischen Sandstein- und Quarzbeton bestätigt /116/.

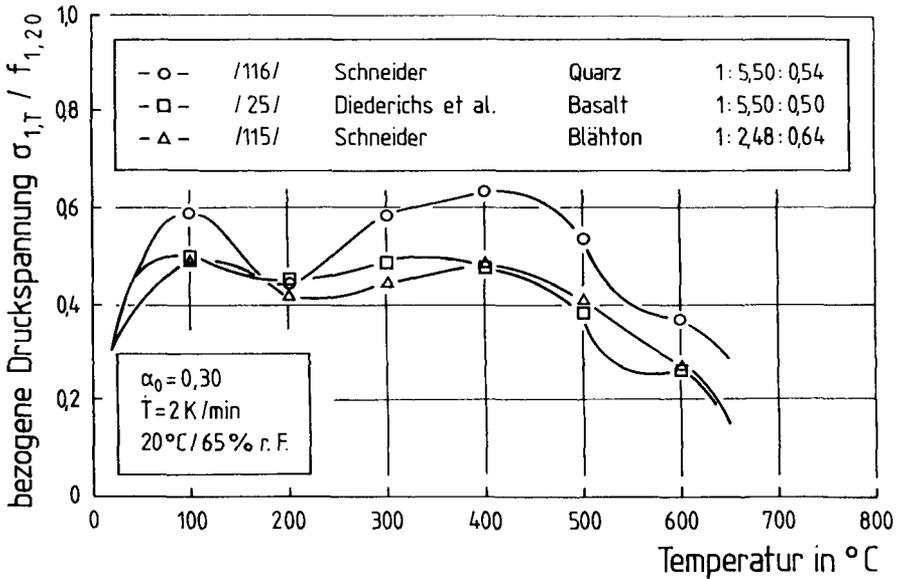


Bild 3.27: Einfluß der Zuschlagart auf den temperaturabhängigen Verlauf der Zwangspannungen

Außer Zwängungsversuchen mit Portlandzement - gebundenem Beton liegen nur zwei Veröffentlichungen vor, bei denen F - Zement /54/, bzw. Hochofenzement /26/ eingesetzt wurde. Bei sonst gleichen Randbedingungen sind die Unterschiede zwischen dem Portland- und dem F - Zement erheblich /54/.

Deutlichen Einfluß auf den Zwangspannungsverlauf übt das Zuschlag/Zement - Verhältnis aus. Je magerer ein Beton ist, desto stärker dominiert die Expansion der Zuschläge die thermische Dehnung. Gleichzeitig sinkt mit abnehmendem Zementgehalt auch die Fähigkeit des Betons, entstehende Gefügespannungen durch anisothermisches Kriechen abzubauen. In Bild 3.28 sind die Zwangspannungskurven daher oberhalb von 300 °C klar nach dem Zuschlag/Zement - Verhältnis gegliedert: Der magerste Beton erfährt die stärkste Zwängung. Unterhalb von 300 °C gilt dies nur begrenzt. Ob der Wasserzementwert einen Einfluß

auf die Zwängung ausübt, kann aufgrund fehlender Vergleichsmöglichkeiten bisher nicht beurteilt werden.

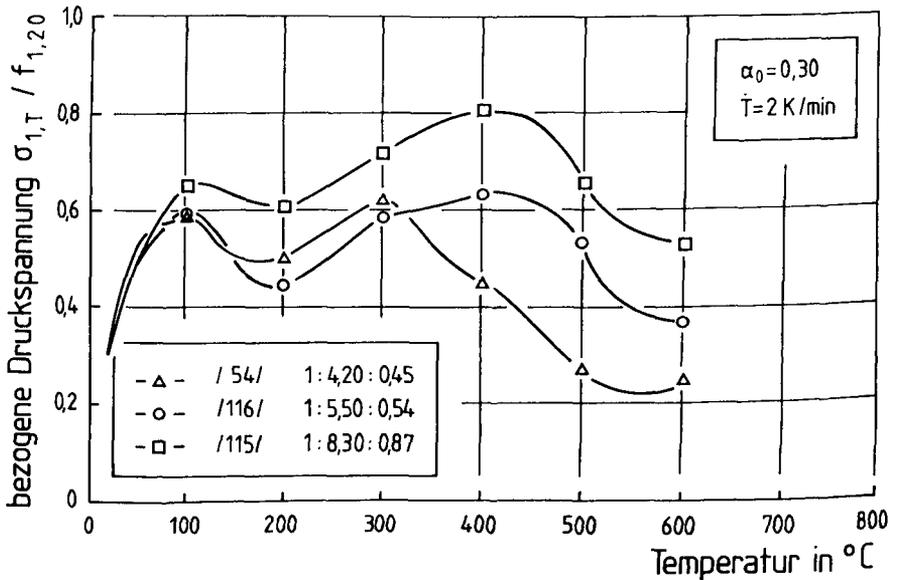


Bild 3.28: Vergleich der Zwangspannungsverläufe quarzitischer Betone mit unterschiedlichen Mischungsverhältnissen

3.3.3.2 Einflüsse der Probekörpergeometrie und -konditionierung

Im vorangegangenen Kapitel wurde bereits auf die entscheidende Bedeutung der im Beton enthaltenen Feuchtigkeit für die Entwicklung der Zwangspannung bis etwa 300 °C hingewiesen. Bild 3.29 verdeutlicht die Auswirkung der Probenkonditionierung. Wassergesättigter Beton zeigt kein ausgeprägtes Spannungsmaximum bei 100 °C, sondern die Zwangspannung verbleibt bis 200 °C auf vergleichsweise niedrigem Niveau. Oberhalb von 200 °C stimmen die Kurvenverläufe der Zwangspannung für den wassergesättigten Ausgangszustand und eine Konditionierung bei 20 °C/65 % r.F. überein. Dies korrespondiert mit dem temperaturabhängigen Verlauf der Gewichtsverlustkurven für die gleichen Ausgangsbedingungen, die ebenfalls ab dieser Temperatur übereinstimmen /4/. Wird der

Beton vor dem Versuch bei 105 °C getrocknet, kann die Zwangsspannung zunächst nicht durch transientes Kriechen abgebaut werden. Das spiegelt sich in dem Anstieg der Zwangsspannungen bis auf etwa 80 % der Ausgangsfestigkeit und einem signifikant zu höherer Temperatur verschobenem ersten Maximum wieder. Oberhalb von 150 °C wird die Spannung durch transientes Kriechen verringert und stimmt ab 300 °C mit den anderen Kurven überein. Erneut korrespondiert der Verlauf des transienten Kriechens mit dem Verlauf der Gewichtsverluste über der Temperatur /57/. Die unterschiedlichen Ausgangsfeuchten machen sich in Zwängungsversuchen mit versiegelt temperiertem Beton weniger bemerkbar /26/.

Die Abmessungen der Probekörper wirken sich über die Geschwindigkeit des Feuchteverlustes und die in der Probe vorhandene Temperaturgradienten auf den Verlauf der Zwangsspannungen aus. Auf diese Effekte wurde bereits an anderer Stelle verwiesen (vgl. Kap. 3.1.1.2 und 3.3.2.2).

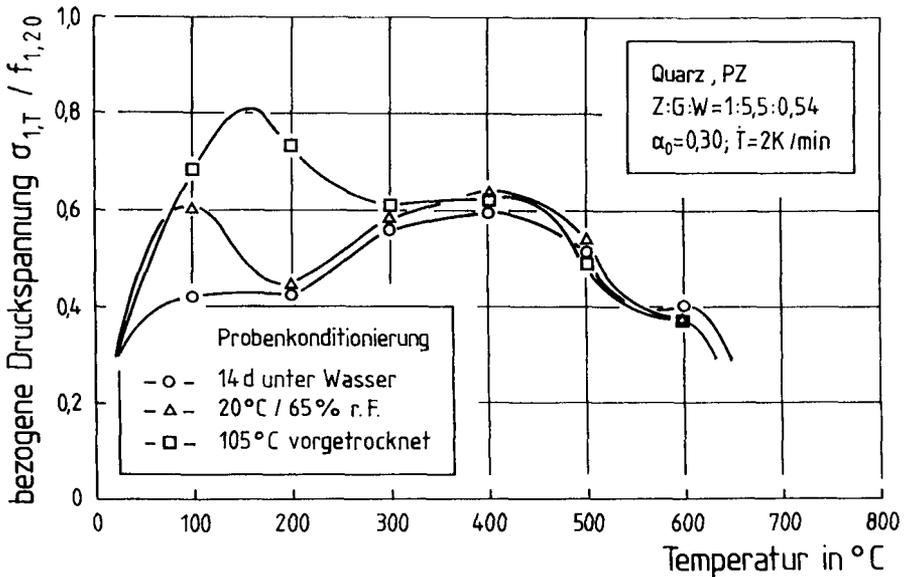


Bild 3.29: Entwicklung der Zwangsspannungen nach unterschiedlicher Konditionierung /126/

3.3.3.3 Mechanische Einflüsse

Üblicherweise werden die Zwängungsversuche mit Anfangsbelastungsgraden $\alpha_0 = 0 + 0,45$ durchgeführt und decken damit den für die Praxis relevanten Spannungsbereich ab. Bei dem zu Beginn unbelasteten Beton ($\alpha_0 = 0$) gelingt es oftmals nicht, die Ausdehnung gleich vollständig zu behindern; die resultierenden Zwangspannungsverläufe weichen daher im unteren Temperaturbereich von den anderen Kurven signifikant ab /116/. Wie Bild 3.30 zeigt, ist dies zugleich auch der Temperaturbereich, in dem sich die unterschiedliche Ausgangsbelastung deutlich niederschlägt. Eine Zunahme von α_0 steigert die im ersten Maximum erreichte Zwangspannung fast im selben Maße. Gleichzeitig wird die Lage des Zwängungsmaximums zu niedrigeren Temperaturen verschoben. Der Einfluß der unterschiedlichen Anfangsspannungen verliert sich zum Teil bereits mit der einsetzenden Dehydratation /25/, ist zum Teil aber auch noch bis zum zweiten Maximum festzustellen /54, 118/.

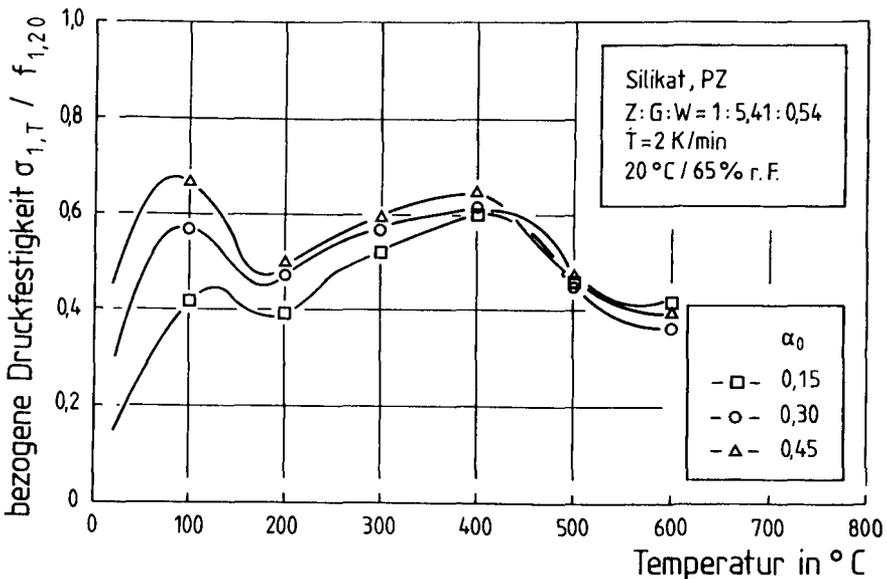


Bild 3.30: Entwicklung der Zwangspannungen mit der Temperatur bei unterschiedlichen Anfangsspannungen /118/

Erfolgt die Zwängung mit einer symmetrisch biaxialen Belastung, so sind die auftretenden Zwangspannungen erheblich größer als bei der entsprechenden einaxialen Zwängung. Wie Bild 3.31 weiter zeigt, verlaufen die Kurven weitgehend affin über den gesamten Temperaturbereich. Eine Annäherung ist auch im zweiten Maximum nicht gegeben. Der effektiv höheren Zwangspannung unter biaxialer Belastung steht zugleich eine entsprechend größere Festigkeit gegenüber. Ergebnisse mit anderen biaxialen Spannungsverhältnissen liegen derzeit nicht vor.

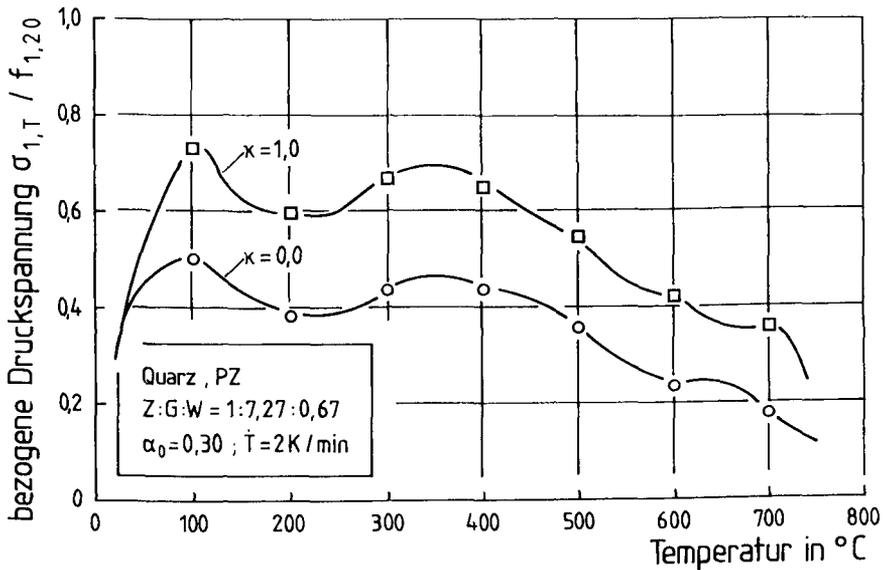


Bild 3.31: Gegenüberstellung der Zwangspannungsverläufe unter ein- und biaxialer Belastung /32/

3.3.4 Zusammenfassung der Ergebnisse und offene Fragen

Die thermische Dehnung wird hauptsächlich von der Art des Zuschlages, dem Zuschlag/Zement - Verhältnis und der vorhandenen Probenfeuchte bestimmt. Demgegenüber tritt der Einfluß der Zementart zurück. Die vorliegenden Berechnungsverfahren liefern bis 150 °C zutreffende Ergebnisse, unterschätzen danach je-

doch die Größe der thermischen Dehnung, da die thermisch induzierte Ribbildung nicht erfaßt wird. Über den Einfluß des W/Z - Werts bei hohen Temperaturen liegen derzeit noch keine Versuchsergebnisse vor.

Für die transiente Kriechdehnung gelten andere Abhängigkeiten. So übt die Zuschlagart erst bei Temperaturen oberhalb von 450 °C einen klaren Einfluß auf die transiente Kriechdehnung aus. Dies scheint allerdings vornehmlich für den Fall zu gelten, bei dem der Beton quarzitische Bestandteile enthält. Eine Erklärung hierfür steht noch aus.

Unterschiede zwischen verschiedenen Zementarten machen sich erst oberhalb von 400 °C bemerkbar. Die Ergebnisse deuten an, daß der chemischen Zusammensetzung eine größere Bedeutung zukommt. Genauere Aussagen sind mit den derzeit vorliegenden Ergebnissen nicht möglich.

Es ist bekannt, daß sich die Betonzusammensetzung entscheidend auf die transiente Kriechdehnung auswirkt, da das Kriechen ausschließlich im Zementstein abläuft. Bisher wird jedoch der experimentelle Aufschluß über den Einfluß des Zuschlag/Zement - Verhältnisses und des Wasserzementwerts dieser Bedeutung nicht gerecht.

Die transiente Kriechdehnung in der belasteten Achse ist relativ unempfindlich gegen veränderte thermische und hygrische Randbedingungen. Daher macht sich auch der Einfluß der Probekörpergeometrie und -konditionierung nur begrenzt bemerkbar. Soweit die Ausgangsfeuchte von Bedeutung ist, wurden die Auswirkungen hinreichend untersucht.

Die Versuchsergebnisse lassen den Schluß zu, daß insbesondere bei höheren Temperaturen die transiente Kriechdehnung unterproportional mit dem Belastungsgrad zunimmt. Dennoch wird in den meisten Veröffentlichungen von einem linearen Zusammenhang ausgegangen.

Leider wurde in fast allen Untersuchungen nur die Verformung in der Belastungsachse gemessen. Daher können keine Aussagen zum Querkriechen oder über die Invarianten der transienten Kriechdehnung gemacht werden; beide Werte sind für mehraxiale Formulierung des Betonverhaltens erforderlich. Auch vor diesem Hintergrund muß die Bedeutung einer biaxialen Belastung aufgrund der bisher vorliegenden, widersprüchlichen Ergebnisse noch systematisch

untersucht werden, zumal sich diese Versuche nur auf den Sonderfall einer symmetrisch biaxialen Belastung beschränken.

Die anisothermische Zwängung wird von den verschiedenen betontechnologischen, hygri-schen und thermischen Parametern in gleichem Maße beeinflusst, wie dies im übertragenen Sinne beim anisothermischen Kriechen der Fall ist. Insgesamt liegen für die Zwängung nur wenige Versuchsergebnisse vor, so daß zum Beispiel gezielte Aussagen zum Einfluß des Zuschlag/Zement - Verhältnisses und des Wasserzementwerts eine experimentelle Absicherung erfordern.

Die deutliche Auswirkung unterschiedlicher Anfangsbelastungen auf den temperaturabhängigen Verlauf der Zwangsspannung scheint für die einaxiale Belastung ausreichend belegt zu sein. Dagegen ist über das Verhalten unter einer biaxialen Belastung kaum etwas bekannt. Wichtig sind aus den bereits bekannten Gründen auch wieder Angaben über die Verformungen in den unbelasteten Achsen.

4. VERSUCHE ZUM VERHALTEN VON BETON UNTER EIN- UND BIAXIALER BELASTUNG BEI ERHÖHTER TEMPERATUR

4.1 Versuchsprogramm

Das Hochtemperaturverhalten des Betons wird bisher vornehmlich an einaxial belasteten Proben untersucht. Die relativ wenigen Versuche mit biaxialer Belastung deuten an, daß dieser Einfluß erheblich ist. Kapitel 3 zeigt, daß Aussagen über die Auswirkung verschiedener betontechnologischer Parameter auf den thermisch beanspruchten Beton bisher nicht mit ausreichender Sicherheit möglich sind. Weiter fehlen zu den meisten Versuchsergebnissen Angaben über die Verformungen in den nicht belasteten Achsen. Diese Informationen sind zum Beschreiben des Betonverhaltens unter mehraxialer Belastung unabdingbar notwendig.

Ziel der Arbeit ist es, Aussagen über das Betonverhalten unter brandähnlicher Beanspruchung und mehraxialen Spannungszuständen zu gewinnen. Aus diesen Ergebnissen sind Modelle für das Festigkeits- und Verformungsverhalten unter biaxialer Belastung bei hoher Temperatur abzuleiten. Damit die Ergebnisse den unterschiedlichen thermischen und mechanischen Randbedingungen während eines Brandes entsprechen, werden isothermische Bruch-, sowie anisothermische Kriech- und Zwängungsversuche durchgeführt. Die Prüftemperaturen für die Bruchversuche sind so gewählt, daß Aussagen über das Verhalten vor und nach der Portlandzersetzung gewonnen werden. Ferner ist darauf zu achten, daß nicht zusätzlich hygri sche Einflüsse bei der niedrigeren Temperatur von Bedeutung sind (vgl. Kap. 3.1.1.3). Isothermische Kriech- und Relaxationsversuche bei erhöhten Temperaturen werden nicht in die vorliegenden Untersuchungen aufgenommen.

Den zweiten Schwerpunkt der experimentellen Arbeit stellen die Einflüsse der betontechnologischen Parameter auf das Hochtemperaturverhalten des Betons dar. Dazu werden Betone mit unterschiedlichen Zuschlägen, sowie verschiedenen Zuschlag/Zement - Verhältnissen und Wasserzementwerten untersucht. Alle Versuche werden mit unversiegelten Proben durchgeführt.

Tabelle 4.1 gibt einen Überblick der einzelnen Parameter.

Tabelle 4.1: Übersicht der verschiedenen Versuchsparameter

Versuchsart	isotherm. Bruchversuch	Belastungsgrad Spannungsverhältnis Spannungspfad Temperatur
	anisotherm. Kriechen	Belastungsgrad Spannungsverhältnis
	anisotherm. Zwang	Anfangsbelastungsgrad Anfangsspannungsverhältnis
Beton	Zuschlag	Quarz Basalt Blähton
	Betonzusammensetzung	Zuschlag/Zement - Verhältnis Wasserzementwert Größtkorndurchmesser

4.1.1 Ablauf der Versuche zum mehraxialen Festigkeits- und Kurzzeitverformungsverhalten

Die Bruchversuche werden jeweils bei bestimmten Prüftemperaturen durchgeführt. Für die erhöhten Temperaturstufen werden die Proben mit einer konstanten Geschwindigkeit von 2 K/min aufgeheizt und zwei Stunden bei Maximaltemperatur temperiert. Durch die Temperierung werden noch im Beton vorhandene Temperaturgradienten ausgeglichen. Die Proben sind unversiegelt und können frei austrocknen. Abgesehen von einer für den Kontakt zwischen Lasteinleitung und Beton unumgänglichen Belastung von 0,5 N/mm², sind die Proben im normalen Bruchversuch während des Aufheizens unbelastet.

In fast allen Bruchversuchen werden die Proben weggeregelt mit konstanter Verformungsgeschwindigkeit ($\dot{\epsilon} = 0,2 \text{ mm/min}$) belastet. Während des Versuchs bleibt das Verhältnis der Verformungen konstant. Da zumindest zu Belastungsbeginn auch die Spannungen in einem konstanten Verhältnis zueinander stehen, wird im weiteren in Anlehnung an die übliche Bezeichnungsweise das Spannungsverhältnis der weggeregelten Versuche mit κ bezeichnet. Abweichend von ande-

ren Bruchversuchen erfolgt die Belastung im Druck - Zug - Bereich ausschließlich kraftgeregelte ($\dot{\sigma} = 0,0833 \text{ N/mm}^2/\text{s}$) (vgl. Begründung in Kap. 5.2.1.5).

Zwei Varianten ergänzen diesen Versuchsablauf. Im ersten Fall werden Proben während der Aufheizphase mit $\alpha = 0,15$ bzw. $0,3$ belastet. Nach einer kurzen Entlastung werden sie anschließend im Bruchversuch geprüft. Im zweiten Fall werden die Proben zunächst unbelastet temperiert. Die Belastung bis zum Bruch wird dann entlang zweier abweichender Spannungspfade aufgebracht. Diese Spannungspfade werden im weiteren als "Sternpfad" bzw. als "unsymmetrische Belastung" bezeichnet (vgl. Bild 5.12).

4.1.2 Ablauf der Versuche zum anisothermischen Betonkriechen

Für das anisothermische Betonkriechen werden die Proben bei Raumtemperatur mit einem Spannungsverhältnis $\kappa = |\min \sigma|/|\max \sigma|$ bis zum gewünschten Belastungsgrad $\alpha(\kappa) = \sigma_1(\kappa)/f_{1,20}(\kappa)$ belastet. Danach werden die Proben mit einer Geschwindigkeit von 2 K/min aufgeheizt. Während des Versuchs bleiben α und κ konstant. Der Belastungsgrad α bezieht sich jeweils auf die Bruchfestigkeit des untersuchten Betons beim entsprechenden Spannungsverhältnis κ und $20 \text{ }^\circ\text{C}$. Durch diese Festlegung können Versuche mit unterschiedliche Spannungsverhältnissen aber gleichem Belastungsgrad direkt miteinander verglichen werden.

4.1.3 Ablauf der Versuche zur anisothermischen Betonzwängung

Zu Beginn der Zwängungsversuche werden die Proben bei Raumtemperatur mit einem festen Spannungsverhältnis κ_0 und Ausgangsbelastungsgrad α_0 belastet. α_0 bezieht sich wie beim anisothermischen Kriechen auf die Bruchfestigkeit des entsprechenden Spannungsverhältnisses κ_0 bei $20 \text{ }^\circ\text{C}$. Während des anschließenden Aufheizens mit 2 K/min werden die zu α_0 und κ_0 gehörenden Dehnungen in den Belastungsachsen konstant gehalten. Dazu ist es erforderlich, die thermisch induzierten Verformungen durch Verändern der Belastung zu kompensieren. Im Gegensatz zum anisothermischen Kriechen verändern sich die beiden Verhältniswerte α und κ unmittelbar mit dem Beginn des Aufheizens.

Die grundsätzlichen Versuchsabläufe der drei Versuchsarten sind schematisch in Bild 4.1 dargestellt. Eine detaillierte Aufstellung der durchgeführten Versuche enthält /138/.

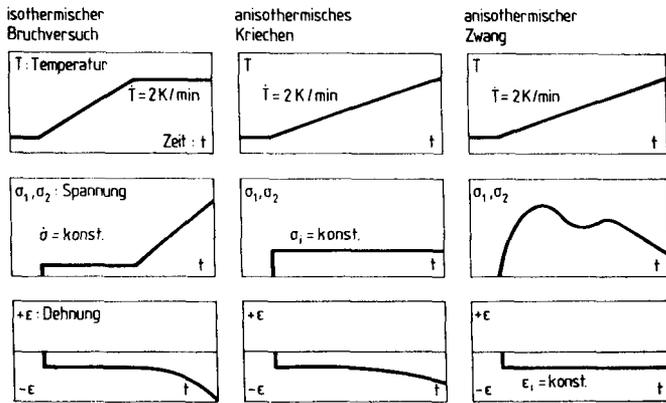


Bild 4.1: Schemata der einzelnen Versuchsabläufe

4.1.4 Strukturuntersuchungen

Die Umwandlung bestehender und das Bilden neuer Phasen im Zuge der Temperaturerhöhung wurde für die verschiedenen Betone simultan mit der Differentialthermoanalyse und der Differentialthermogravimetrie mit einer NETZSCH STA 409 untersucht. Dadurch sollte sichergestellt werden, daß strukturell bedingte Unterschiede im Festigkeits- und Verformungsverhalten ursächlich eindeutig zuzuordnen sind.

4.2 Baustoffe, Prüfkörper

4.2.1 Verwendete Betone

Die Versuche bauen auf Ergebnissen von Ehm /32/ mit je einem Mörtel, Normalbeton und Leichtbeton auf. Die Betonzusammensetzungen sind auf diese vorangegangenen Versuche abgestimmt. Neben den bereits angesprochenen Betonen LB, M und QB3 wurden zwei quarzitische Betone mit niedrigerem W/Z - Wert (QB2) und zusätzlich verringertem Bindemittelgehalt (QB1), sowie ein Basaltbeton (BB) hergestellt. Für alle Betone wurde PZ 35 F benutzt. Tabelle 4.2 enthält Angaben zu den Frischbetoneigenschaften und den Ergebnissen der parallel an Begleitkörpern durchgeführten Festbetonprüfungen.

Tabelle 4.2: Betonzusammensetzungen, Frischbetonangaben und Festbetonprüfungen an Begleitkörpern

Betonbezeichnung	LB ¹	BB	QB1	QB2	QB3	M
Zuschlagart	Liapor	Basalt	Quarz	Quarz	Quarz	Quarz
Zementmenge [kg/m ³]	350	360	292	346	328	562
Mischungsverhältnis Z:G:W [GT]	1:3,00:0,60	1:5,66:0,45	1:6,84:0,45	1:5,45:0,45	1:5,47:0,61	1:3,00:0,48
Fließmittel [% v.Z.]	-	-	3	-	-	-
Ausbreitmaß [cm]	-	34	34	-	36	35
Verdichtungsmaß [-]	1,2	1,26	1,16	1,27	1,06	1,10
Luftporengehalt [Vol.-%]	3,8	1,9	1,9	2,1	1,8	5,9
Verdichtungszeit [s]	60	60	60	60	60	30
Frischbetonrohddichte [kg/m ³]	1740	2560	2370	2360	2360	2160
$f_{1,20}$ [N/mm ²]	37,1	47,6	35,5	45,0	35,6	35,0
$f_{\text{cube}}(28)$ [N/mm ²]	49	61	51	64	53	43
$f_{\text{cube}}(90)$ [N/mm ²]	55	69	58	71	55	48
$f_{\text{cyl}}(28)$ [N/mm ²]	-	56	-	51	-	-
$f_{\text{cyl}}(90)$ [N/mm ²]	-	60	-	56	-	-
$f_{\text{t,sp}}(28)$ [N/mm ²]	-	-	-	3,79	-	-
$f_{\text{t,sp}}(90)$ [N/mm ²]	-	-	-	3,57	-	-
E(28) [kN/mm ²]	-	41,5	-	33,6	-	-
E(90) [kN/mm ²]	-	40,9	-	33,7	-	-

1

Die Betonage, mit der weitgehend die Kriech- und Zwängungsversuche durchgeführt wurden hatte ein abweichendes Mischungsverhältnis von Z:G:W = 1:3,00:0,64.

4.2.2 Herstellung, Lagerung und Geometrie der Prüfkörper

Die Probekörper wurden einen Tag nach dem Betonieren ausgeschalt, danach 7 Tage unter Wasser und anschließend bei 20 °C und 65 % relativer Luftfeuchte gelagert. Für die Versuche im Druck- Druck- Bereich wurden Würfel mit 20 cm Kantenlänge betoniert, aus denen frühestens nach zwei Monaten Scheiben mit den Abmessungen 200 · 200 · 50 mm³ hergestellt und an den Schmalseiten geschliffen wurden (Bild 4.2). Diese Probekörperform ist für biaxiale Versuche weit verbreitet /32, 50, 69/. Im Druck - Zug -, bzw. Zug - Zug - Bereich sollten die Scheiben ebenfalls eingesetzt und die Belastung über Kleber in den Beton eingeleitet werden. Für die beabsichtigten Versuchstemperaturen wiesen nur keramische Kleber auf Kieselsäurebasis die erforderliche thermische Beständigkeit auf /87/. Sie konnten jedoch nicht eingesetzt werden, weil in Vorversuchen die Festigkeit dieser Kleber für die Lasteinleitung nicht ausreichte und sie zudem extrem empfindlich auf Feuchteeinwirkung reagierten /107/.

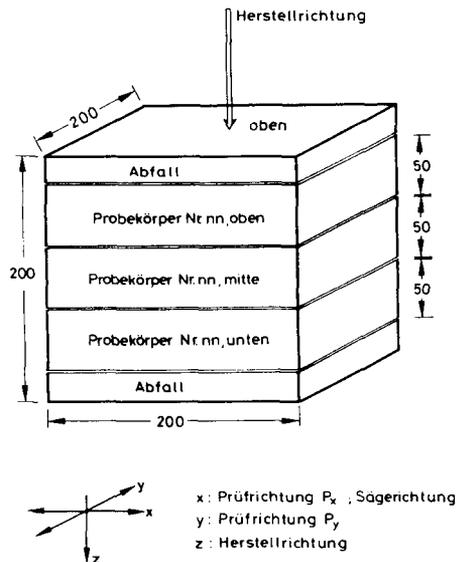


Bild 4.2: Herstellung der Probekörper für den Druck - Druck - Bereich /32/

Bild 4.3 zeigt die für die Druck - Zug - und einaxialen Zugversuche gewählte Form der Probekörper. Die Zugkräfte wurden über einbetonierte Gewindestäbe in den Beton eingeleitet. Eine in der Länge gestaffelte Verankerung verringerte die Spannungssprünge am Ende der Lasteinleitung. Eine weitere Verankerungsvariante benutzte Gewindestäbe mit Muttern auf den einbetonierten Enden. Sie wurde nach den Vorversuchen wieder verworfen, da derart präparierte Proben fast ausschließlich am Ende der Lasteinleitung versagten.

Die Zugproben wurden aus Quadern mit den Abmessungen $400 \cdot 200 \cdot 200 \text{ mm}^3$ herausgesägt und an den langen Schmalseiten geschliffen. Mit der Wahl der Geometrie und der Herstellung in Anlehnung an die Proben für die Druckversuche sollte ein Einfluß der Probekörperform auf die Versuchsergebnisse vermieden werden.

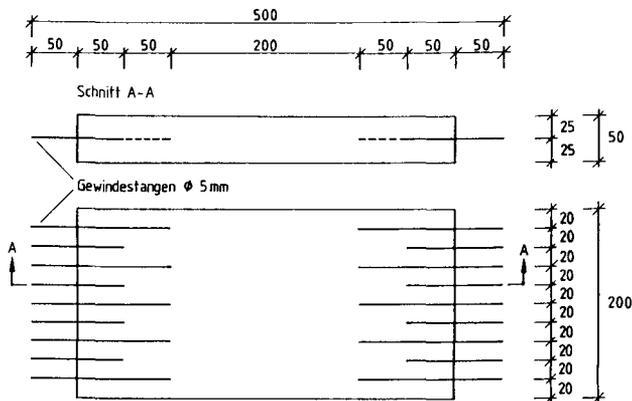


Bild 4.3: Probekörper für die Versuche im Druck - Zug - Bereich

Für die Versuche mit symmetrisch biaxialer Zugbeanspruchung wurden die in Bild 4.4 gezeigten Kreuze benutzt. Sie mußten einzeln, eben liegend betoniert werden, da derartige Proben nicht mit der erforderlichen Präzision aus größeren Blöcken herauszusägen waren. Die Zugkräfte wurden wiederum über gestaffelte Gewindestäbe eingeleitet. Allen Zugproben war in der Mitte eine unbewehrte Fläche gemein, die mit der Scheibengröße der Druckproben übereinstimmte. So war der für die Beobachtungen interessierende Bereich der drei Probekörperformen gleich.

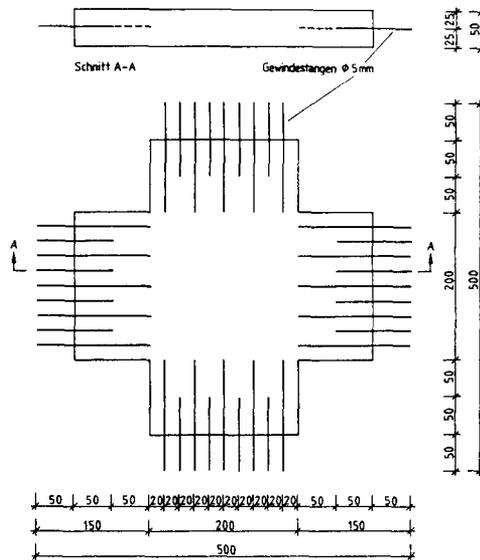


Bild 4.4: Probekörper für die Versuche im Zug - Zug - Bereich

4.3 Versuchseinrichtung

Die Versuche wurden im biaxialen Hochtemperatur-Prüfrahmen des iBMB durchgeführt. Über diese Versuchseinrichtung wurde bereits ausführlich u. a. in /32, 127, 139/ berichtet. Hier wird nur kurz die charakteristischen Merkmale der Anlage umrissen und auf die notwendigen Ergänzungen für die Versuche mit Zugbeanspruchung eingegangen.

Bild 4.5 gibt einen Überblick über den Prüfstand. Zwei nebeneinander angeordnete I-Profile bilden einen stehenden, einteiligen, geschlossenen Belastungsrahmen. Durch die geschlossene Bauweise übertrifft die Steifigkeit des Belastungsrahmens die des Hydrauliksystems. Diese Eigenschaft ist im Hinblick auf die weggeregelten Versuche wichtig /73/. Die Raumstabilität des Probekörpermittelpunktes wird während des Versuchs regelungstechnisch durch eine Master - Slave - Schaltung der jeweils gegenüberliegenden Hydraulikzylinder sichergestellt.

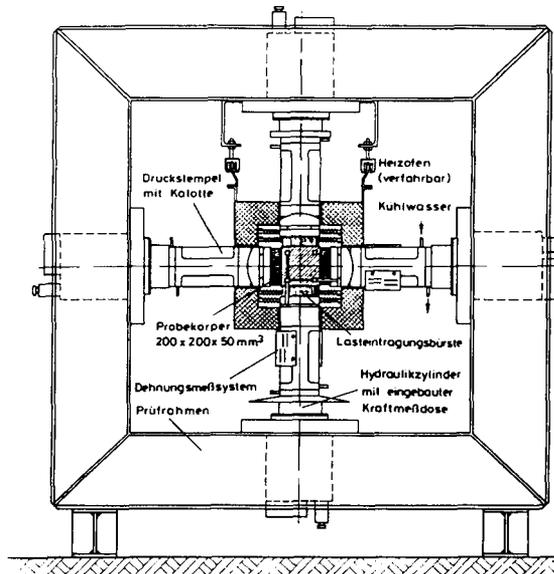


Bild 4.5: Biaxialer Hochtemperatur - Prüfstand

4.3.1 Belastungseinrichtung für Versuche im Druck - Druck - Bereich

Die Probekörper werden für biaxiale Druckversuche durch vier kraft- und weggesteuerte Hydraulikzylinder mit jeweils 1000 kN Maximalkraft belastet. Die Kräfte übertragen wassergekühlte Druckstempel auf den Probekörper. Drei sind mit Kugelkalotten ausgestattet und stellen so eine vollflächige Belastung der Probe sicher. Gemessen werden die Kräfte über vier jeweils zwischen Zylinder und Probekörper eingeschaltete Kraftmeßdosen. Sie befinden sich im gekühlten Bereich der Druckstempel und werden daher nicht durch die Ofentemperatur beeinflusst.

An die Lastenleitungsstruktur mußten Anforderungen hinsichtlich der Temperaturbeständigkeit bis 800 °C bei gleichzeitig minimierter Behinderung der Betonquerdehnung gestellt werden. In umfangreichen Voruntersuchungen wurde für die eingesetzten Belastungsbürsten /50/ (Bild 4.6) aus einem Spezialstahl gezeigt, daß sie für diese Aufgabenstellung geeignet sind.

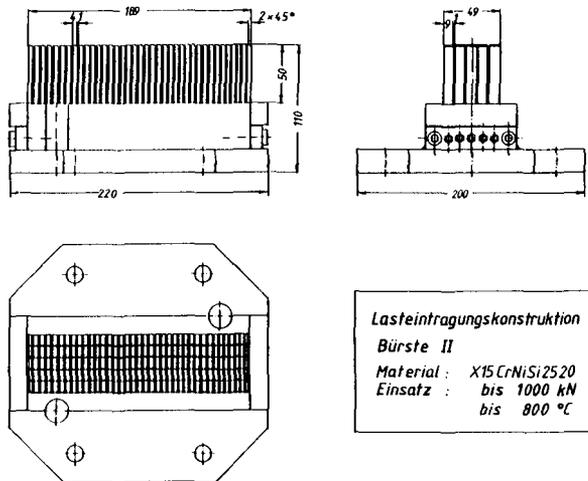


Bild 4.6: Belastungsbürste

Die in den Kolben eingebauten 100 mm Wegaufnahme dienen in weggeregelten Versuchen lediglich zum Verfahren der Kolben aus der Ruhestellung bis zum Kraftschluß mit der Probe. Für die eigentliche Versuchssteuerung sind sie ungeeignet. Eine ausreichend feine Auflösung des Steuerweges wird durch vier zusätzliche induktive Wegaufnahme W2TK der Fa. Hottinger Baldwin Meßtechnik erzielt, die extern am Kolben angreifen. Nach dem Umschalten liefern sie die während des weggeregelten Bruchversuchs benötigten Regelgrößen.

4.3.2 Belastungseinrichtung für Versuche im Druck - Zug - und Zug - Zug - Bereich

Für Zugbelastungen muß das oben beschriebene System umgebaut werden. Da die Hydraulikzylinder eine maximale Zugkraft von 270 kN erbringen, war nur die Konstruktion einer neuen Lasteinleitung für die bereits oben beschriebenen Zugprobekörper erforderlich. Die in die Proben einbetonierten Gewindestäbe werden auf jeder Seite mit einer Belastungsplatte verschraubt. Zwischen diesen Belastungsplatten und den Hydraulikzylindern ist jeweils eine 50 kN Kraftmeßdose mit einer vorgeschalteten Wasserkühlung für die erhöhten Tempe-

raturen eingebaut (Bild 4.7). Je ein Gelenk am Kolben und an der Probe stellen eine zentrische Belastung sicher.

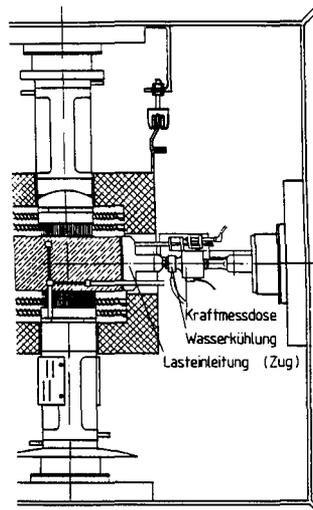


Bild 4.7: Ausschnitt des Prüfrahmens mit der Belastungseinrichtung für Zugversuche

4.3.3 Verformungsmeßsystem

Die Verformungen werden durch induktive Wegaufnehmer W5TK der Fa. Hottinger Baldwin Meßtechnik gemessen. Die Wegaufnehmer sind außerhalb des Hochtemperaturbereichs angebracht. Daher müssen die Verformungswege für die beiden Belastungsachsen durch ein Meßgestänge aus dem heißen Bereich herausgeführt werden. Das Meßgestänge - aus Stahl für Raumtemperatur, aus Quarzglas für höhere Temperaturen - besteht jeweils aus einem Rohr und einer darin geführten Stange. Beide stützen sich in punktgelagerten Klötzen ab, die auf dem Probekörper durch Klemmen fixiert sind. Die Gestänge enden auf Parallellenkern, an denen die Wegaufnehmer die Differenzwege messen. Dieses System schaltet Endflächeneffekte aus, die bei Messungen direkt zwischen den Stempeln zu verfälschten Ergebnissen führen könnten. In der unbelasteten Achse werden die Verformungen direkt über Quarzstäbe erfaßt, die von außen durch die Ofenwandung auf die Probenoberfläche aufsetzen. Bild 4.8 zeigt das an einem Probekörper aufgebaute, vollständige Verformungsmeßsystem.

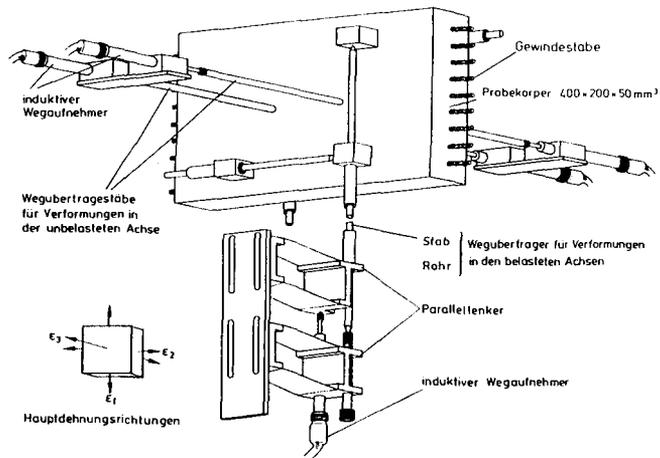


Bild 4.8: Verformungsmeßsystem

4.3.4 Heizsystem und Temperaturmessung

Die Probekörper werden elektrisch von einem in zwei gleiche Hälften geteilten Kammerofen beheizt. Die beiden hängend angeordneten Ofenteile können verfahren werden. Zum Einbau der Probe und des Meßsystems sind sie auseinandergefahren und während der Versuche bei erhöhten Temperaturen geschlossen. Der Ofenraum umfaßt in diesem Zustand den Probekörper, die Belastungsbürsten und einen kleinen Teil der Belastungsstempel, bzw. der Belastungsplatte.

Drei thermisch durch Konvektionsbleche entkoppelte, einzeln regelbare Heizzonen sorgen für eine gleichmäßige Temperaturverteilung im Ofenraum. Sie beheizen die Probekörper indirekt über die beiden freien, zugleich auch größten Oberflächen. Da die Heizung allein nach thermischen Gesichtspunkten ausgelegt ist, wird eine gleichmäßige Temperaturverteilung im gesamten Probekörper erreicht; die Temperaturgradienten über der Probendicke werden auf ein vernachlässigbares Maß gedrückt. Eine 3-Zonen-PID-Programmregelung übernimmt das geregelte Aufheizen des Ofens und realisiert die definierten Temperaturverläufe. Die Temperatur wird mit vier Thermoelementen gemessen.

5. VERSUCHSERGEBNISSE ZUM BETONVERHALTEN UNTER EIN- UND BIAIXIALER BELASTUNG BEI ERHÖHTER TEMPERATUR

5.1 Ergebnisse der Strukturuntersuchungen

Die Veränderung der Betonstruktur wurde mit Hilfe der Differentialthermoanalyse (DTA) und der Differentialthermogravimetrie (DTG) untersucht (vgl. Kap. 2.1). In den Bildern 5.1 und 5.2 sind die Ergebnisse für die untersuchten Betone dargestellt. Um diese Kurvenverläufe zu erhalten, mußten die Ausgangskurven der DTA und der DTG auf das tatsächliche Zementgewicht der verschiedenen Betone bezogen werden. Der Grund dieses Vorgehens ist der unterschiedliche Zuschlaganteil der verschiedenen Zuschlagarten in der gemahlen DTA/DTG - Probe. Die eingesetzte Methode der Probenaufbereitung bedingt einen steigenden Zuschlaggehalt im Mahlgut mit sinkender Festigkeit der Zuschläge. Ohne diese Normierung wären allenfalls qualitative Aussagen sinnvoll. Eine exakte quantitative Wertung der Ergebnisse ist allerdings nur möglich, wenn die Zusammensetzung der Meßeinwaagen die quantitative Zusammensetzung der Betone statistisch abgesichert widerspiegeln. Die vorgenommene Normierung stellt insofern nur eine Näherung der tatsächlichen Verhältnisse dar.

Sowohl die DTA als auch die DTG der quarzitischen Betone weisen keine gravierenden qualitativen Unterschiede auf. Zunächst wird die Entwässerung der Proben durch die steigende Temperatur forciert; die DTA und DTG weisen für alle Betone bei 110 °C Peaks auf, die auf die Entwässerung und den Abbau des Ettringits zurückzuführen sind. In den Bereich der Entwässerung bis etwa 250 °C fällt noch das Zersetzen des Gipses, das sich zum Teil deutlich zwischen 140 °C und 160 °C bemerkbar macht. Quantitative Unterschiede in der DTA korrelieren gut mit dem Zementgehalt der Proben, für die DTG ist hingegen kein Zusammenhang herzustellen.

Die Portlanditersetzung macht sich zunächst ab 440 °C in den DTG-Diagrammen, und ab 460 °C auch in den DTA-Kurven bemerkbar. Sie ist bis etwa 540 °C (DTA) bzw. 560 °C (DTG) festzustellen. In beiden Fällen kann der größte Peak dem höchsten Zementgehalt und der kleinste Peak dem niedrigsten Zementgehalt zugeordnet werden. Für die Zwischenwerte trifft diese Zuordnung nicht zu.

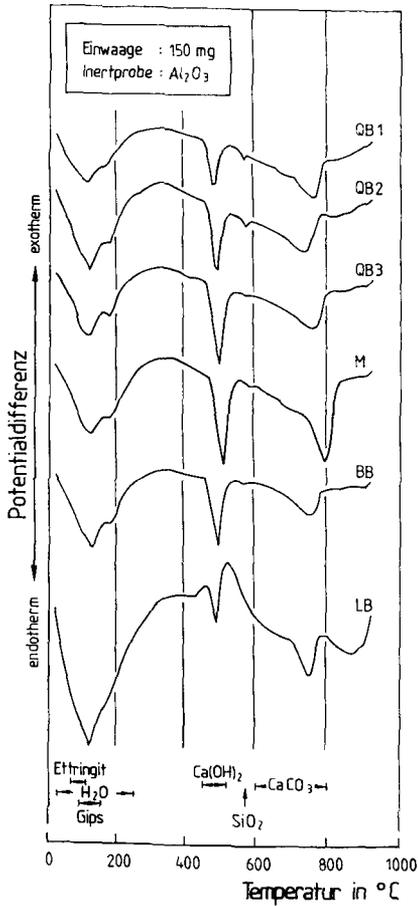


Bild 5.1: Differentialthermoanalyse der untersuchten Betone

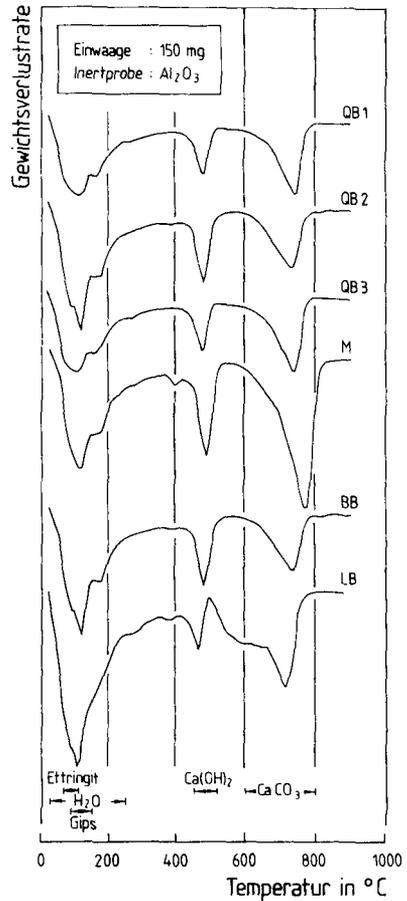


Bild 5.2: Differentialthermogravimetrie der untersuchten Betone

Alle quarzitischen Proben weisen einen mehr oder minder deutlichen endothermen Peak in der DTA-Kurve im Bereich der Quarzumwandlung bei 573 °C auf. Er ist umso ausgeprägter, je mehr Zuschlag beim Aufbereiten der DTA/DTG - Proben mit zerkleinert wurde.

Eine quantitative Zuordnung der Gewichtsverluste im Zuge der Zersetzung des CaCO_3 und der Zerstörung der CSH-Phasen gelingt nicht. Insbesondere kann der signifikant abweichende Verlauf des Mörtels M nicht erklärt werden.

Die Kurven des Basaltbetons BB unterscheiden sich in der DTA sowohl qualitativ als auch quantitativ erst nach der Portlanditzersetzung von dem - aufgrund seiner Zusammensetzung - vergleichbaren Quarzbeton QB2. Die nachfolgenden endothermen Reaktionen sind weniger ausgeprägt, und der Quarzpeak fehlt erwartungsgemäß.

Der Leichtbeton LB weicht bis 400 °C quantitativ von den anderen DTA - und DTG - Verläufen ab. Die Portlanditzersetzung wird durch eine Reaktion des Blähtons überlagert. Das Fehlen des Quarzpeaks und eine zusätzliche endotherme Reaktion des Zuschlags zwischen 800 °C und 900 °C sind weitere Besonderheiten dieses Betons.

5.2 Festigkeitsverhalten

5.2.1 Darstellung der Versuchsergebnisse zum Festigkeitsverhalten

5.2.1.1 Einfluß der Zuschlagart

Der temperaturabhängige Verlauf der gemittelten Einzelfestigkeiten im Druck - Druck - Bereich ist in Bild 5.3 - abhängig vom Spannungsverhältnis $\kappa = |\min \sigma|/|\max \sigma|$ - für die verschiedenen Zuschlagarten dargestellt. Die Werte sind jeweils auf die Festigkeit des angegebenen Spannungsverhältnisses bei Raumtemperatur bezogen. Auf diese Weise kann die Temperaturabhängigkeit für unterschiedliche Spannungsverhältnisse besser miteinander verglichen werden.

Bis 300 °C wird die Druckfestigkeit der Normalbetone zunächst nur geringfügig reduziert. Oberhalb von 300 °C nimmt die Festigkeitseinbuße deutlich zu. Die Höhe der Verluste differiert für die verschiedenen Zuschläge und hängt vom Spannungsverhältnis ab. Die Werte der Heißdruckfestigkeit nehmen vom Leichtbeton über den Basaltbeton bis hin zum Quarzbeton immer mehr ab. Unabhängig von der Zuschlagart ist der relative Festigkeitsverlust im einaxialen Versuch größer als im biaxialen Versuch.

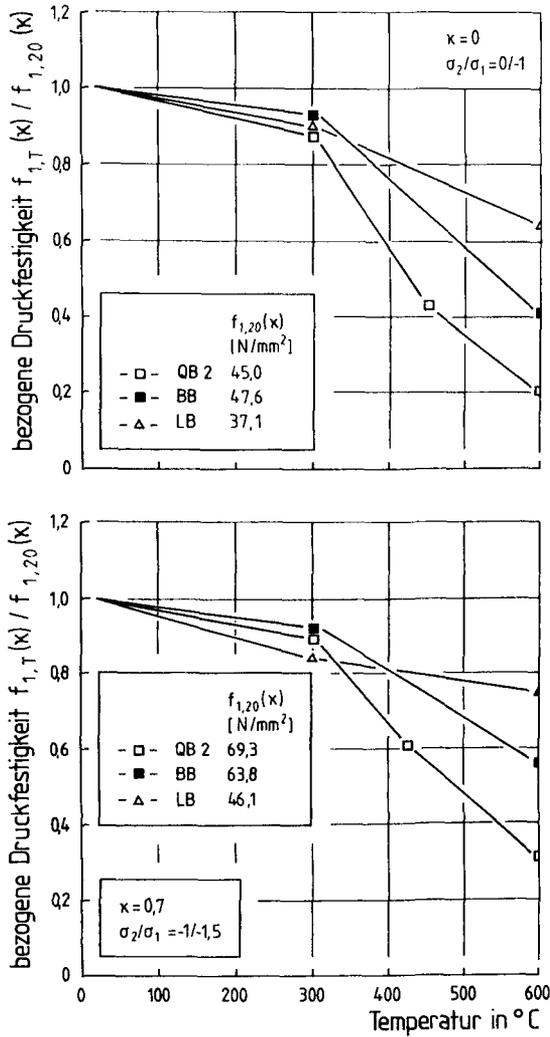


Bild 5.3: Einfluß der Zuschlagart auf die Festigkeit im Druck - Druck - Bereich bei unterschiedlichen Spannungsverhältnissen κ

Im Druck - Zug - Bereich stimmt der im oberen Teil von Bild 5.4 gezeigte Verlauf der Hochtemperaturfestigkeit des Quarzbetons für das gewählte Spannungsverhältnis $\kappa = 0,1$ ($\sigma_2 : \sigma_1 = 0,1 : -1$) mit der Temperaturabhängigkeit unter

einaxialer Druckbelastung überein. Die Zugkomponente wirkt sich bei diesem Spannungsverhältnis nicht auf die Temperaturabhängigkeit aus. Dies gilt nicht generell, wie sowohl die Werte des Basaltbetons für das gleiche Spannungsverhältnis, als auch die anderen Druck - Zug - Versuche mit dem Quarzbeton zeigen (vgl. Bild 5.10). Bei Basaltbeton kann bis 300 °C die Ausgangsfestigkeit sogar übertroffen werden.

Im unteren Teil von Bild 5.4 ist der Verlauf der einaxialen und der symmetrisch biaxialen Hochtemperatur - Zugfestigkeiten des Quarz- und des Basaltbetons wiedergegeben. Die Entfestigung verläuft nicht kontinuierlich mit steigender Temperatur. Beide Betone weisen mehr oder minder ausgeprägt zwischen 200 °C und 400 °C Temperaturbereiche auf, in denen der Festigkeitsverlust stagniert. Bis etwa 300 °C ist kein eindeutiger Unterschied zwischen den beiden Betonen zu beobachten. Mit weiter ansteigender Temperatur fällt die Heißzugfestigkeit des quarzitisches Betons jedoch erheblich stärker ab. Die gemessenen Festigkeiten im einaxialen bzw. biaxialen Zugversuch unterscheiden sich sowohl für beide Betone als auch für die verschiedenen Temperaturen. In der Tendenz stimmen die Ergebnisse für beide Spannungsverhältnisse jedoch überein.

In den Versuchen versagen die einaxialen Zugproben in den meisten Fällen auf freier Länge. Selbst wenn das Versagen am Ende der Lasteinleitung erfolgt (vgl. Bild 4.3), weichen die dabei gemessenen Festigkeitswerte nicht signifikant von jenen ab, die beim Bruch in der freien Länge erzielt werden. Im biaxialen Zugversuch gibt die Form der Probekörper (vgl. Bild 4.4) grundsätzlich zwei Reißflächen vor: entweder geht der Reiß diagonal durch das Kreuz oder ein Einleitungsbereich reißt ab. Der Quarzbeton reißt vornehmlich diagonal durch, beim Basaltbeton halten sich beide Versagensarten die Waage. Ein Zusammenhang zwischen der Lage der Bruchstelle und den unterschiedlichen Verläufen der Zugfestigkeit über der Temperatur ist nicht herzustellen. Beispiele für die verschiedenen Bruchbilder sind in /138/ enthalten.

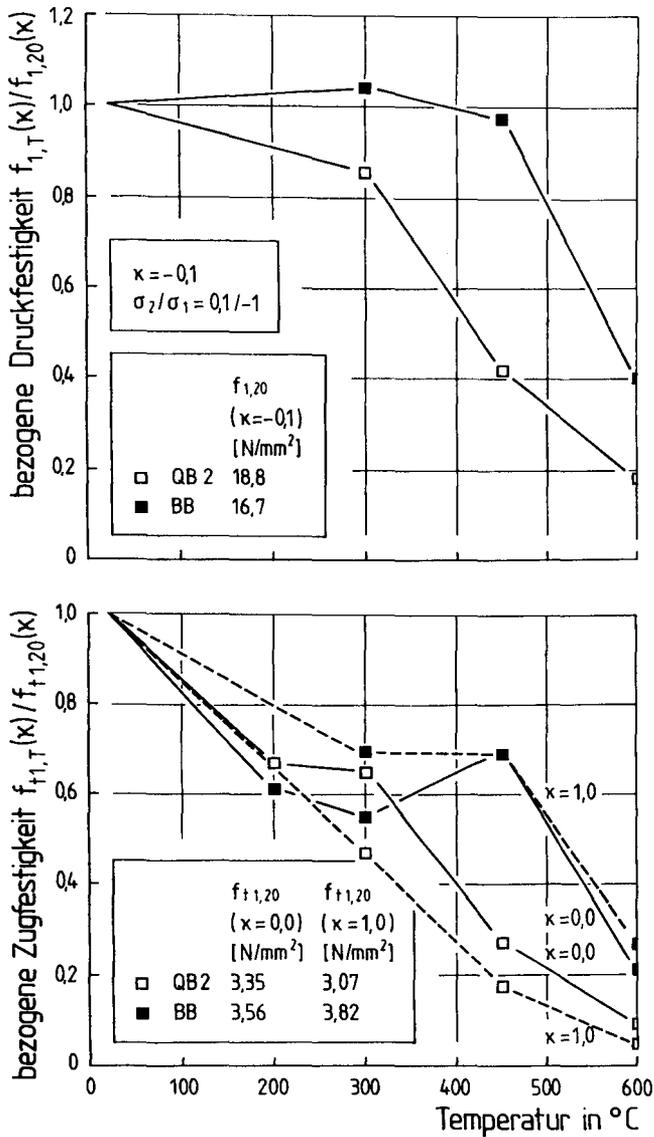


Bild 5.4: Einfluß der Zuschlagart auf die Festigkeit im Druck - Zug - und Zug - Zug - Bereich bei unterschiedlichen Spannungsverhältnissen κ

5.2.1.2 Einfluß des Zuschlag/Zement - Verhältnisses und des Größtkorn-durchmessers

Nach den in Bild 5.5 dargestellten Resultaten zu schließen, nimmt die Heißdruckfestigkeit mit steigendem Zuschlag/Zement - Verhältnis zu. Um die Ergebnisse für unterschiedliche Spannungsverhältnisse besser miteinander vergleichen zu können, wird die Heißdruckfestigkeit auf den jeweils zum gleichen Spannungsverhältnis κ gehörenden Wert bei Raumtemperatur bezogen. Nach den vorliegenden Ergebnissen ist das Spannungsverhältnis für den Einfluß des Zuschlag/Zement - Verhältnisses von geringer Bedeutung und macht sich nur aufgrund des insgesamt höheren Belastungsniveaus bereits bei niedrigeren Temperaturen bemerkbar. Bei 300 °C steigt die zweiaxiale Heißdruckfestigkeit des mageren Betons zunächst an und übertrifft dabei die Ausgangsfestigkeit. Die Werte der einaxialen Versuche bleiben bei dieser Temperatur vom Zuschlag/Zement - Verhältnis unberührt. Übereinstimmung besteht für beide Spannungsverhältnisse bei 600 °C. Der Festigkeitsverlust des mageren Betons ist geringer; die absolute Differenz ist vergleichbar mit dem Festigkeitsunterschied bei 300 °C unter biaxialer Belastung.

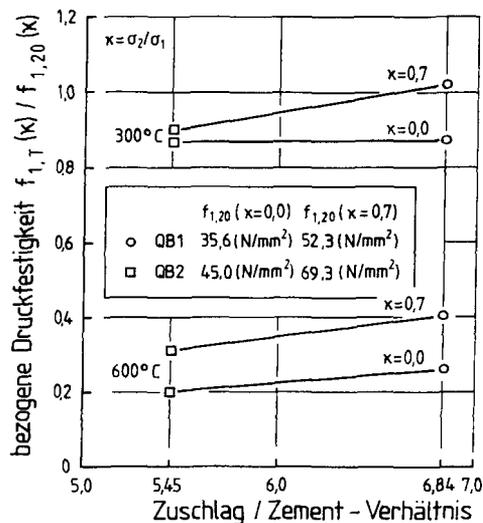


Bild 5.5: Einfluß des Zuschlag/Zement - Verhältnisses auf die Heißdruckfestigkeit

In Bild 5.6 sind die oben bereits vorgestellten Werte der bezogenen einaxialen Heißdruckfestigkeit der beiden Normalbetone zusammen mit den Werten des Mörtels in Abhängigkeit von der Temperatur dargestellt. Der vorübergehende Rückgang der Festigkeit bei 150 °C korreliert gut mit den DTG - Kurven (Bild 5.2); je kleiner der Peak der DTG - Kurve ist, desto geringer ist der temporäre Festigkeitsverlust. Mit Ausnahme der Heißdruckfestigkeit bei 150 °C liegen die Werte des Mörtels signifikant über den entsprechenden Ergebnissen der Normalbetone. Unter biaxialer Belastung kommt es zu vergleichbaren Ergebnissen, so daß an dieser Stelle auf eine gesonderte Darstellung verzichtet werden kann.

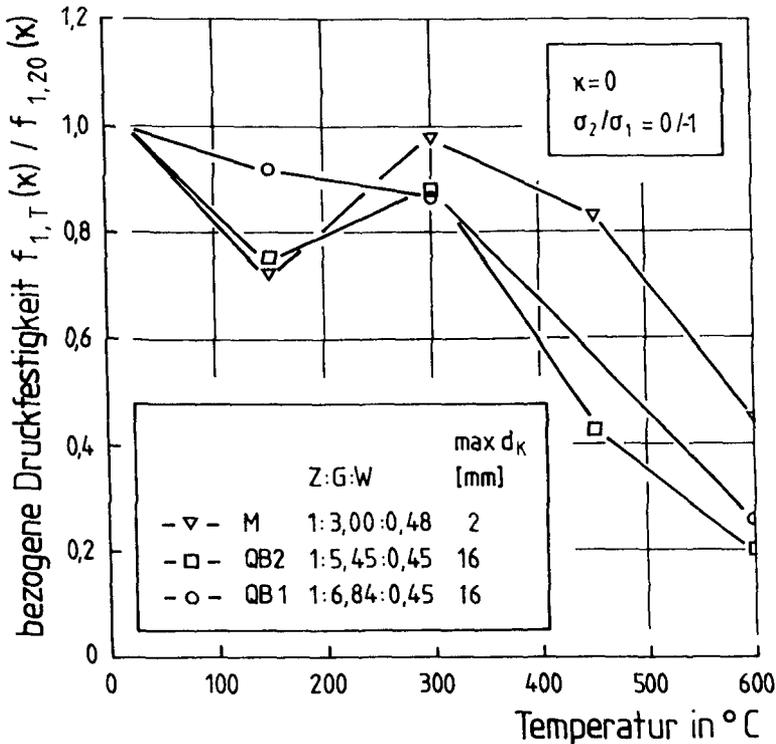


Bild 5.6: Gegenüberstellung einaxialer Heißdruckfestigkeiten von Normalbeton und Mörtel in Abhängigkeit von der Temperatur

5.2.1.3 Einfluß des Wasserzementwerts

Bild 5.7 zeigt Ergebnisse ein- und zweiaxialer Druckversuche mit Betonen, die sich ausschließlich durch den Wasserzementwert unterscheiden. Dabei wird der praktische Bereich des Stahlbetons abgedeckt. Um den Einfluß des Wasserzementwerts besser herauszustellen, wurden die Festigkeitswerte für die beiden Prüftemperaturen über dem Wasserzementwert aufgetragen. Zusätzlich wurden die Druckfestigkeitswerte wieder auf die jeweils zum gleichen Spannungsverhältnis κ gehörende Festigkeit bei Raumtemperatur normiert. Der Einfluß des W/Z - Werts hängt entscheidend von der Prüftemperatur ab. Das Spannungsverhältnis ist nur von untergeordneter Bedeutung. Sind in der bezogenen Darstellung bei 300 °C zunächst keine eindeutigen Tendenzen festzustellen, so treten bei 600 °C klare Unterschiede auf. Die Festigkeitseinbußen sind hier für den Beton mit niedrigerem W/Z - Wert größer.

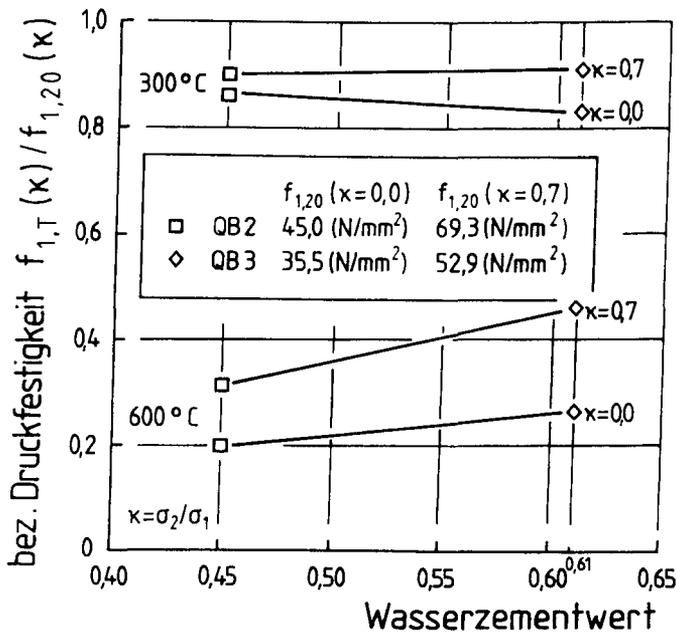


Bild 5.7: Einfluß des Wasserzementwerts auf die Heißdruckfestigkeit unter verschiedenen Spannungsverhältnissen

5.2.1.4 Einfluß veränderter thermischer und mechanischer Randbedingungen

Die hier vorgestellten Festigkeitswerte werden im Gegensatz zu den bisher beschriebenen Ergebnissen in anisothermischen Kriechversuchen gewonnen (vgl. Kapitel 3.1.1.4). Die bezogene Hochtemperaturfestigkeit wird in diesem Fall durch die Kombination aus dem Belastungsgrad α während des Aufheizens und Versagenstemperatur T_{krit} beschrieben. Im Druck - Druck - Bereich versagen nur wenige Proben mit Belastungsgraden $\alpha > 0,3$ vor Erreichen der Maximaltemperatur von 600 °C unter anisothermischen Bedingungen (vgl. /138/). In diesen Fällen liegt die unter anisothermischen Konditionen bestimmte Hochtemperaturfestigkeit oberhalb der Kurve der isothermischen Heißdruckfestigkeit für unbelastet temperierte Proben. Auf eine gesonderte Darstellung der wenigen Ergebnisse in diesem Bereich wird an dieser Stelle verzichtet.

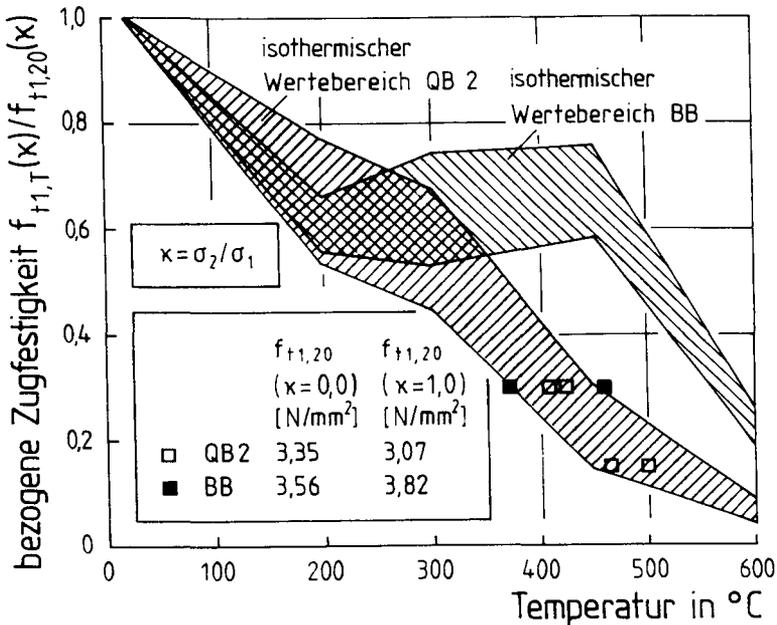


Bild 5.8: Vergleich zwischen den Wertebereichen der isothermisch ermittelten Zugfestigkeit und den anisothermisch bestimmten Zugfestigkeitswerten

In Bild 5.8 sind die in anisothermischen Versuchen gewonnenen Werte der Hochtemperatur - Zugfestigkeit den schraffiert dargestellten Wertebereichen der isothermischen Versuche gegenübergestellt. Für den Quarzbeton QB2 unterscheiden sich die Resultate der beiden Versuchsarten nicht voneinander. Anders verhält es sich mit dem Basaltbeton. Die vorhandene Belastung während des Aufheizens führt im anisothermischen Versuch zu Festigkeitswerten, die deutlich niedriger sind als die aus isothermischen Versuchen. Der Entfestigung wird hier durch die vorhandene Zugbeanspruchung Vorschub geleistet. Die nur mit $\alpha = 0,15$ belasteten Basaltbetonproben versagen bis zum Erreichen der Maximaltemperatur von 600 °C nicht unter anisothermischen Bedingungen. Unabhängig von der Zuschlagart wird die höhere Versagenstemperatur im anisothermischen Versuch jeweils unter biaxialer Zugbelastung erreicht.

5.2.1.5 Einfluß des Spannungsverhältnisses

In den vorherigen Kapiteln wurden die Versuchsergebnisse ein- und biaxial belasteter Proben primär im Hinblick auf die variierten betontechnologischen Parameter miteinander verglichen. Einen besseren Überblick über den Einfluß unterschiedlicher Spannungsverhältnisse vermitteln die Bilder 5.9 und 5.10.

Bild 5.9 zeigt die im Druck - Druck - Bereich gemessenen Einzelfestigkeiten am Beispiel des Quarzbeton QB2 für die verschiedenen Temperaturstufen. Neben den eigenen Versuchsergebnissen sind auch Hochtemperatur - Festigkeitswerte enthalten, die mit der gleichen Betonzusammensetzung bereits im Rahmen des Sonderforschungsbereichs 148 bestimmt, aber nicht veröffentlicht wurden. Diese Werte sind durch einen aufsteigenden Strich am Symbol kenntlich gemacht. Ergänzt wird Bild 5.9 durch die in Bild 5.10 dargestellten mittleren Festigkeitswerte im Druck - Zug - und Zug - Zug - Bereich. Zur besseren Übersicht ist in diesem Bild die bezogene Spannung $\sigma_{2u,T}(\kappa)$ in einem größeren Maßstab aufgetragen.

Im Druck - Zug - Bereich wurde auf weggeregelte Versuche verzichtet und die Probekörper statt dessen kraftgeregelt belastet, um zusätzlichen Aufwand bei der Versuchsdurchführung zu vermeiden. Dieser wäre erforderlich gewesen, da mit steigender Temperatur die Ribbildung zunimmt und gleichzeitig das Querdehnungsverhalten des Betons unter einer Druckbelastung erheblich verändert wird (vgl. Kap. 5.5). Für die Druck - Zug - Versuche hätte dies zur Konse-

quenz, daß die Verformungsgeschwindigkeit in der Zugachse iterativ an die verschiedenen Verhältnisse hätte angepaßt werden müssen, wenn für alle Temperaturen möglichst übereinstimmende Spannungsverhältnisse angestrebt werden sollten.

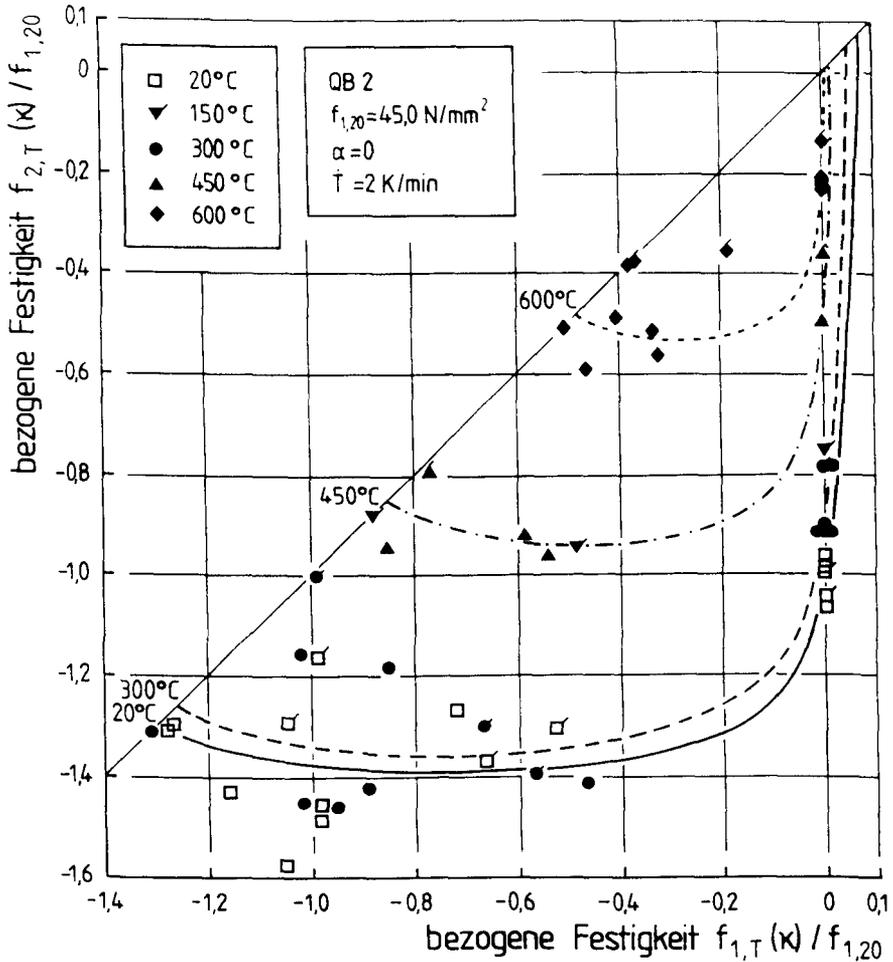


Bild 5.9: Einzelwerte der Heißdruckfestigkeit und nach Gl. (6.17) berechnete Bruchgrenzlinien für verschiedene Temperaturen

Mit Ausnahme der bei 150 °C bestimmten Werte ordnen sich die Festigkeiten unabhängig vom Spannungsverhältnis κ nach der Temperatur. Bei 150 °C tritt der in Kap. 3.1.1.3 besprochene festigkeitsmindernde Einfluß der Probenfeuchtigkeit auf die Heißdruckfestigkeit deutlich zutage. Die Verbindung zwischen den Messwerten der einzelnen Temperaturstufen können als Temperaturhöhenlinien interpretiert werden; größere Abstände zwischen den Bruchgrenzflächen entsprechen höheren Festigkeitsverlusten durch die Temperaturänderung. Für alle Temperaturstufen führt im Druck - Druck - Bereich bereits eine geringe Beanspruchung in der zweiten Achse zu einer deutlich höheren Festigkeit. Diese festigkeitssteigernde Wirkung wird mit zunehmender Temperatur größer. Gleichzeitig verschiebt sich die Lage des Festigkeitsmaximums zu größeren Spannungsverhältnissen κ .

Wie Bild 5.10 zeigt, nehmen im Druck - Zug - Bereich die Festigkeitswerte bei allen Temperaturen mit wachsender Zugbelastung in der zweiten Achse ab. Zwischen den einzelnen Temperaturstufen gibt es jedoch Unterschiede. Bei 20 °C zeichnet sich ein leicht konkaver Verlauf der Bruchgrenzfläche ab, der für 300 °C und 450 °C in einen konvexen Verlauf der Kurve übergeht. Die bei 600 °C gemessenen Festigkeiten deuten darauf hin, daß die Proben in dem Moment versagen, in dem die einaxiale Zugfestigkeit dieser Temperatur erreicht wird. Danach hat die durch die Druckbelastung verursachte Ribbildung für diese Temperatur kaum mehr Einfluß auf die Zugfestigkeit.

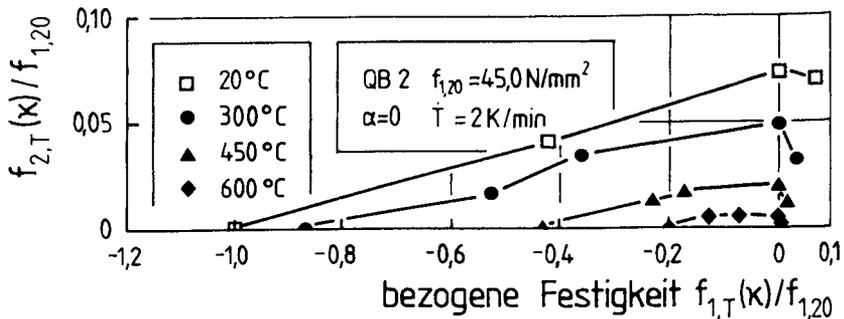


Bild 5.10: Einfluß des Spannungsverhältnisses auf die Hochtemperaturfestigkeit im Druck - Zug - und Zug - Zug - Bereich

Die Ergebnisse für den Zug - Zug - Bereich wurden bereits im Zusammenhang mit dem Einfluß der Zuschlagart besprochen (vgl. Kap. 5.2.1). Hier wird nur auf

die durchgehend geringere Zugfestigkeit unter symmetrisch biaxialer Belastung hingewiesen, die möglicherweise eine Folge der abweichenden Herstellung der Probekörper ist (vgl. Kapitel 4.2.2).

5.2.1.6 Einfluß der Belastung während des Aufheizens

Die Wirkung unterschiedlicher Belastungsgrade während des Aufheizens auf die Heißdruckfestigkeit wird für das Spannungsverhältnis $\kappa = 0,7$ untersucht (Bild 5.11). Der Belastungsgrad α bezeichnet jeweils das Verhältnis der während des Aufheizens aufgetragenen Spannung $\sigma_1(\kappa)$ zur Festigkeit des untersuchten Betons bei dem entsprechenden Spannungsverhältnis κ und 20 °C. Die tatsächliche Beanspruchungshöhe ist durch diese Festlegung für unterschiedliche Spannungsverhältnisse vergleichbar. Die Proben werden nach Abschluß der Temperierung zunächst entlastet und abschließend im Bruchversuch geprüft.

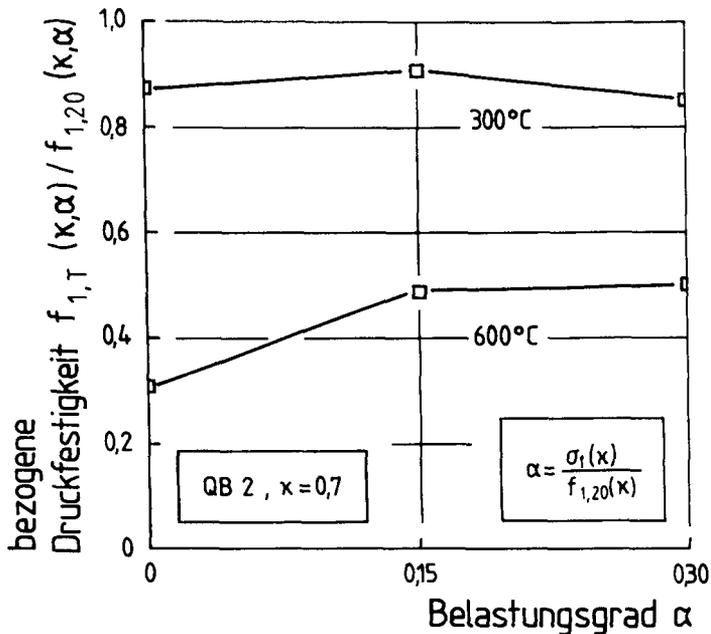


Bild 5.11: Einfluß des Belastungsgrades während des Aufheizens auf die Heißdruckfestigkeit im anschließenden Bruchversuch

Die Wirkung des Belastungsgrades α auf die Heißdruckfestigkeit des Betons QB2 hängt von der Prüftemperatur ab. Ein Belastungsgrad $\alpha \leq 0,3$ während des Aufheizens macht sich bei einer Prüftemperatur von 300 °C kaum bemerkbar. Ein deutlicher Einfluß der Belastung ist bei 600 °C festzustellen; die Festigkeit der belasteten Proben aufgeheizten Proben übertrifft die der unbelasteten temperierten Proben deutlich. Dabei sind Unterschiede zwischen den Belastungsgraden $\alpha = 0,15$ und $\alpha = 0,3$ nicht vorhanden.

5.2.1.7 Einfluß unterschiedlicher Spannungspfade

In der Regel wird in Bruchversuchen die Belastung proportional bis zum Versagen gesteigert. Neben diesem üblichen Spannungspfad wurden noch zwei andere gewählt. Die drei Spannungspfade sind in Bild 5.12 schematisch dargestellt.

Mit dem zweiten Spannungspfad wird das Verhalten bei Be- und Entlastungen mit zusätzlich wechselnden Belastungsrichtungen untersucht; er wird kurz als "Sternpfad" bezeichnet. Beim Sternpfad werden die Proben zunächst in einer Achse bis $0,20 f_{1,T}$, 20% der einaxialen Festigkeit bei der gewählten Prüftemperatur, belastet und anschließend wieder entlastet. Die zweite Belastung wird orthogonal zur ersten bis $0,3 f_{1,T}$ aufgebracht und wieder entlastet. In der dritten Phase des Versuchs werden die Proben mit einem Spannungsverhältnis $\kappa = 0,7$ bis zum Versagen belastet.

Mit dem dritten Spannungspfad, der "unsymmetrischen" Belastung, wird das Verhalten unter einem während des Versuchs veränderten Spannungsverhältnis untersucht. Die Belastung erfolgt zunächst einaxial bis $0,50 f_{1,T}$. Von dieser Belastung aus wird danach die Spannung in beiden Belastungsachsen gleichmäßig bis zum Bruch der Probe gesteigert.

Die resultierenden Spannungsverhältnisse der drei Spannungspfade stimmen zum Zeitpunkt des Versagens überein. Es ist daher möglich, die Auswirkungen differierender Spannungspfade auf die Heißdruckfestigkeit direkt miteinander zu vergleichen.

Die Werte der Referenzfestigkeit bei Raumtemperatur stimmen für die drei Spannungspfade überein. Bei 300 °C übertreffen die Festigkeitswerte bei nicht proportionaler Belastung die Werte der proportional belasteten Proben, jedoch

bewegen sich die Unterschiede noch im Rahmen der beobachteten Messwertstreuung (vgl. Bild 5.9 und Tabelle 5.1). Nach einer weiteren Temperaturerhöhung auf 600 °C sind keine klaren Unterschiede zwischen dem proportionalen und den anderen Spannungspfaden zu erkennen.

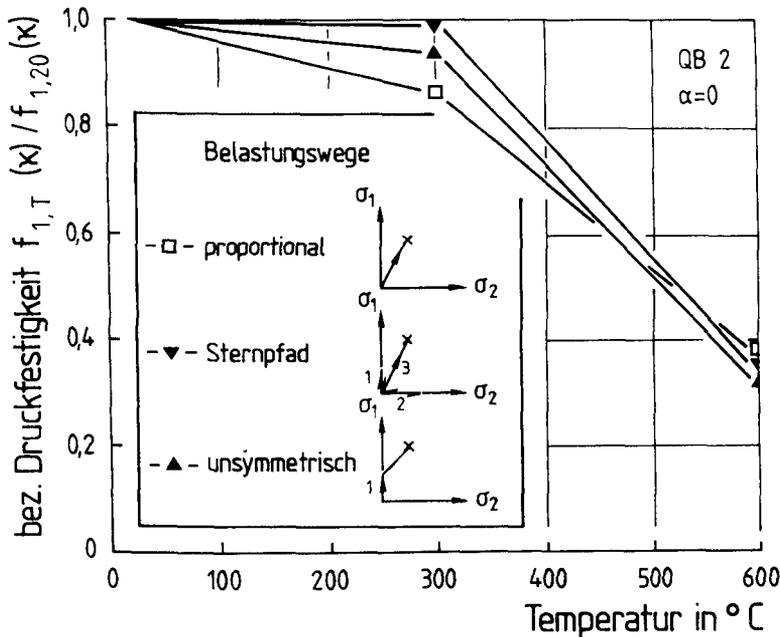


Bild 5.12: Einfluß unterschiedlicher Spannungspfade auf die Heißdruckfestigkeit

5.2.2 Diskussion der Versuchsergebnisse zum Festigkeitsverhalten

Die Hochtemperaturfestigkeit des Betons wird entscheidend von physikochemischen Vorgängen im Gefüge des Zementsteins bestimmt, die dessen mechanische Eigenschaften verändern. Dazu zählen bei den hier untersuchten portlandzementgebundenen Betonen

- die Abnahme der Porosität durch das Schwinden des Zementsteins,

- die Zunahme der Gesamtporosität des Zementsteins mit der Temperatur, zum Beispiel durch Dehydratation und Zerfall des Portlandzements,
- die Änderung der Porenradienverteilung mit der Temperatur, u. a. durch die anwachsende Mikrorißbildung infolge thermischer Inkompatibilität zwischen Zuschlag und Zementstein sowie
- die hydrothermalen Reaktionen unterhalb von 250 °C.

Nachfolgend wird der Versuch unternommen, die Bedeutung dieser Vorgänge im Hinblick auf die variierten betontechnologischen Parameter und mechanischen Beanspruchungen zu diskutieren. Die Ergebnisse des Kapitels 5.2.1 lassen schon vorab den Schluß zu, daß die verschiedenen betontechnologischen Parameter sich auf die Druckfestigkeit des einaxial und des biaxial belasteten Betons bei erhöhter Temperatur in gleicher Weise auswirken. In der weiteren Diskussion über betontechnologische Einflüsse muß daher nicht grundsätzlich zwischen den verschiedenen Spannungsverhältnissen im Druck - Druck - Bereich unterschieden werden!

5.2.2.1 Einfluß der Zuschlagart

- Druck:

Die durchgeführten Versuche im Druck - Druck - Bereich zeigen bei 300 °C zunächst eine von der Zuschlagart unabhängige Entfestigung. Ein deutlicher Einfluß der Zuschlagart ist bei 600 °C festzustellen (Bild 5.3 und 5.4). In der DTA und DTG (vgl. Kap. 5.1) wurden im betrachteten Temperaturbereich bis 600 °C keine Unterschiede beobachtet, die auf grundsätzlich abweichende Wechselwirkungen zwischen den untersuchten Zuschlägen und dem Zementstein schließen lassen. Der einzig verbleibende Mechanismus, der zu den beobachteten Festigkeitsunterschieden führen kann, ist die unterschiedliche Rißbildung in der Zementsteinmatrix infolge der differierenden thermischen Dehnung der Zuschläge und des Zementsteins, die mit der DTA und der DTG nicht festzustellen ist.

Die thermischen Dehnungsdifferenzen zwischen Zuschlag und Zementstein führen im Gefüge zu Eigenspannungen. Diese Dehnungsunterschiede sind zunächst noch so gering /56/, daß die resultierenden Gefügespannungen entweder vom Zementstein ertragen oder durch Kriechen zumindest soweit reduziert werden, daß es nicht zu größeren Rissen kommt. Bestätigt wird dies durch eine übereinstim-

mind geringe Schallemissionsaktivität während des Aufheizens unbelasteter Betone mit verschiedenen Zuschlägen /122/. Unterschiede in der thermischen Dehnung der einzelnen Zuschlagarten üben daher bei 300 °C keinen Einfluß aus.

Die eigenen Versuchsergebnisse und die aus der Literatur entnommenen Resultate (Bild 3.1) zeigen, daß dem Zerfall des Portlandzements bei der Änderung des mechanischen Verhaltens der PZ - gebundenen Betone bis 600 °C eine dominierende Rolle zukommt. Der Wandel des mechanischen Verhaltens geht einher mit chemisch - physikalischen Veränderungen, die im Zementstein ablaufen (vgl. Kapitel 2). Dabei wirkt die Portlandzementersetzung über zwei Mechanismen:

- zum einen vergrößert sie die Porosität des Zementsteins und setzt seine Festigkeit herab /92/,
- zum anderen verstärkt sie das Schwinden des Zementsteins und damit die thermische Inkompatibilität zwischen Zuschlag und Zementstein /37, 51/.

Mit dem Portlandzementzerfall erfährt der Zementstein also eine einschneidende strukturelle Veränderung. Er ist nicht mehr in der Lage, größere Gefügeeigen- spannungen zu ertragen. Gleichzeitig nimmt die Differenz der thermischen Dehnung der Zuschläge zu. Dies schlägt sich in einer verstärkt einsetzenden und verstärkt voneinander abweichenden Mikrorißbildung der einzelnen Betone nieder, wie mit der Schallemissionsanalyse beobachtet wird /122/. Die sinkende Zementsteinfestigkeit und die Unterschiede in der Rißbildung führen zur deutlichen Festigkeitseinbuße und zu den Festigkeitsunterschieden zwischen den Betonen bei 600 °C.

Die Heißdruckfestigkeit wird also wesentlich durch die Druckfestigkeit des Zementsteins bestimmt. Solange die Zementsteinstruktur intakt ist, spielt die Rißbildung nur eine untergeordnete Rolle. Erst nach der Portlandzementersetzung wirken sich die Unterschiede zwischen verschiedenen Zuschlagarten bei der Rißbildung aus. Aufgrund der einschneidenden Veränderungen im Zuge der Portlandzementersetzung erscheint ein Aufspalten des hier betrachteten Temperaturbereichs bis 600 °C in zwei unterschiedliche Bereiche auch für die nachfolgenden Diskussionen gerechtfertigt.

Die Ergebnisse legen die Vermutung nahe, daß ein Zusammenhang zwischen Festigkeitsverlust und Rißbildung hergestellt werden könnte. Dieser Zusammenhang müßte über die Differenz der thermischen Dehnung von Zuschlag und Zementstein beschrieben werden. So wären die rißfördernden Einflüsse vermutlich

direkt zu erfassen. Eine Bestätigung dieser Annahme mit genauerem quantitativem Zusammenhang zwischen den genannten Mechanismen und der Heißdruckfestigkeit kann nicht angegeben werden, weil entsprechende Versuche fehlen.

- Zug:

Die Zugfestigkeit reagiert empfindlicher auf die Mikrorißbildung als die Druckfestigkeit und fällt demzufolge auch schneller mit steigender Temperatur ab. Wie oben dargelegt wurde, machen sich verschiedene Zuschläge bereits vor Beginn der Portlandzersetzung durch geringfügig unterschiedliche Rißbreiten bemerkbar. Die Rißbreite ist daher offenbar maßgebend für den Abfall der Zugfestigkeit mit der Temperatur (Bild 5.4 und 5.8). Ein Indiz für die größere Empfindlichkeit der Zugfestigkeit auf die Mikrorißbildung liefern die in Kapitel 5.2.2.4 diskutierten Unterschiede zwischen der isothermisch und anisothermisch bestimmten Heißzugfestigkeit.

5.2.2.2 Einfluß des Zuschlag/Zement - Verhältnisses und des Größtkorndurchmessers

- Zuschlag/Zement:

Die eigenen Versuche zeigen, daß die Heißdruckfestigkeit sowohl für 300 °C als auch für 600 °C mit steigendem Zuschlaggehalt zunimmt (Bild 5.5). Angesichts des vorhandenen Unterschiedes im Zuschlag/Zement - Verhältnis von $G = 5,45 + 6,84$ sind die auftretenden Festigkeitsunterschiede gering und ordnen sich im Vergleich der verschiedenen Einflüsse dem der Zuschlagart unter. Der scheinbar deutlichere Einfluß des Zuschlaggehalts in vielen Veröffentlichungen (vgl. Bild 3.3) ist möglicherweise auch eine Folge des dort gleichzeitig erhöhten W/Z - Werts (vgl. Kap. 5.2.2.3).

Als eine Ursache der geringeren Entfestigung bei höherem Zuschlag/Zement - Verhältnis wird angeführt, daß die im Gefüge entstehenden Spannungen durch das unterschiedliche thermische Dehnverhalten der Betonkomponenten geringer sind /11/. Strukturelle Untersuchungen, die weiteren Aufschluß liefern könnten, sind nicht bekannt.

- Größtkorndurchmesser:

Der Vergleich der Heißdruckfestigkeiten von quarzitischem Mörtel und Beton in Bild 5.6 weist eine signifikant bessere Temperaturbeständigkeit des Mörtels

aus. Diese Differenz könnte primär mit den unterschiedlichen Größtkorndurchmessern zusammenhängen. Wenn man nur das Zuschlag/Zement - Verhältnis als entscheidendes Kriterium für die vorhandenen Festigkeitsunterschiede in den Vergleich mit einbezüge, müßte der Mörtel nach den bisherigen Beobachtungen (vgl. Bild 5.5), aufgrund des niedrigsten Zuschlaggehaltes, zumindest oberhalb von 300 °C, eine erheblich geringere Festigkeit erreichen als im vorliegenden Fall.

Wie Bild 2.3 zeigt, führt der kleinere Größtkorndurchmesser des Mörtels während des Aufheizens zu kleineren Rißbreiten im Vergleich zu Beton. Dieser Unterschied wird mit steigender Temperatur deutlicher /52/. Die geringere Rißbreite macht letztlich die bessere Temperaturbeständigkeit des Mörtels aus. Hinter diesem Einfluß tritt die Wirkung eines unterschiedlichen Zuschlaggehalts klar zurück, wie der Vergleich in Bild 5.6 zeigt.

5.2.2.3 Einfluß des Wasserzementwerts

Der Wasserzementwert hat bei 300 °C zunächst keinen Einfluß auf die Temperaturabhängigkeit der Druckfestigkeit. Bei 600 °C wird die Temperaturbeständigkeit durch den höheren W/Z - Wert verbessert. Der festgestellte Unterschied ist mit dem beobachteten Einfluß des Zuschlaggehalts zu vergleichen.

Es ist allgemein bekannt, daß die Festigkeit des Betons sowohl bei Raumtemperatur als auch nach einer thermischen Beanspruchung als Funktion der Porosität angegeben werden kann /104, 121/. Der Wasserzementwert beeinflusst direkt das Porenvolumen und damit die Porosität des Betons. Er ist bei Raumtemperatur die bestimmende Größe für die Druckfestigkeit des Betons /146/ und macht sich darüber hinaus noch bei der festigkeitssteigernden Wirkung einer biaxialen Belastung bei Normaltemperatur bemerkbar /103/. Das Porenvolumen des Zementsteins wird durch steigende Temperaturen zunächst nur geringfügig vergrößert, nach dem Einsetzen des Portlanditzerfalls verdoppelt /51, 104/. Durch diesen Anstieg des Porenvolumens geht der ausgangs vorhandene Einfluß des Wasserzementwerts verloren. Die absoluten Festigkeitswerte stimmen für 600 °C daher weitgehend überein, so daß in der bezogenen Darstellung (Bild 5.7) der Festigkeitsverlust für einen hohen W/Z - Wert geringer ausfällt.

5.2.2.4 Einfluß veränderter thermischer und mechanischer Randbedingungen

Die nachfolgend diskutierten Versuche unterscheiden sich gleichermaßen durch die thermischen und die mechanischen Randbedingungen. Im isothermischen Versuch werden die Proben unter verschiedenen Belastungsgraden α aufgeheizt und erst nach der anschließenden isothermischen Temperierungsphase bis zum Bruch belastet. Im Gegensatz dazu werden die Proben im anisothermischen Versuch unter verschiedenen Belastungsgraden α bis zum Versagen aufgeheizt. Der Belastungsgrad ist während des Aufheizens im isothermischen Versuch niedriger als im anisothermischen Versuch, um ein vorzeitiges Versagen der Probe zu vermeiden. Auf die Ergebnisse im Zug - Zug - Bereich wird nachfolgend näher eingegangen, da sie weiteren Aufschluß über den Einfluß der Ribbildung auf die Heißzugfestigkeit liefern. Auf den Druck - Druck - Bereich wird nicht eingegangen, da zu wenig Ergebnisse vorliegen (vgl. Kap. 5.2.1.4).

Für den Quarzbeton QB2 stimmt der nach beiden Methoden erzielte Verlauf der Heißzugfestigkeit überein. Dagegen unterscheiden sich die temperaturabhängigen Festigkeitswerte des Basaltbetons BB; sie sind im anisothermischen Versuch deutlich niedriger. In diesem Fall stimmt die Festigkeitsminderung des Basaltbetons mit der des Quarzbetons überein (Bild 5.8). Aufgrund der gewählten Aufheizrate von 2 K/min und der Probengeometrie scheiden Temperaturgradienten als Ursache für die festgestellte Abweichung zwischen den Werten aus isothermischen und anisothermischen Versuchen aus. Somit verbleibt nur der Belastungsgrad α während des Aufheizens als Grund für die unterschiedlichen Festigkeit - Temperatur - Verläufe.

Während des Aufheizens übertrifft die thermisch induzierte Ribbildung von Quarzbeton die des Basaltbetons erheblich und führt besonders nach dem Portlandzersetzerfall zu größeren Ribbreiten. Diese Risse werden durch die anliegende Zugspannung während des Aufheizens noch verbreitert. Je breiter die thermisch induzierten Risse bereits sind, desto weniger fällt die mechanisch zusätzlich hervorgerufene Riböffnung ins Gewicht. Daher wirkt sich beim Quarzbeton ein Zugbelastungsgrad von $\alpha \leq 0,3$ nicht negativ aus (Bild 5.8). Anders verhält es sich mit dem Basaltbeton, dessen thermisch verursachte Ribbreite kleiner ist. Die vergrößerte Ribbreite durch die zusätzliche Zugbelastung macht sich deshalb stärker bemerkbar. Die Folge ist die geringere Hochtemperaturfestigkeit des Basaltbetons im Zug - Zug - Bereich unter dem höheren Belastungsgrad α im anisothermischen Versuch.

5.2.2.5 Einfluß des Spannungsverhältnisses

Die Versuchsergebnisse zeigen keinen einheitlichen Einfluß des Spannungsverhältnisses $\kappa = |\min \sigma|/|\max \sigma|$ in der biaxialen Spannungsebene auf die Temperaturabhängigkeit der Festigkeit. Im wesentlichen wird folgendes beobachtet:

- im Druck - Druck - Bereich nimmt die festigkeitssteigernde Wirkung einer biaxialen Druckbelastung mit steigender Temperatur zu. Dabei wird das Festigkeitsmaximum zu höheren Spannungsverhältnissen κ verschoben.
- im Druck - Zug - Bereich verändert sich die Form der Bruchgrenzfläche mit der Temperatur, vgl. Bild 5.10.
- im Zug - Zug - Bereich besteht kein grundsätzlicher Unterschied der temperaturabhängigen Festigkeitsminderung unter einaxialer oder symmetrisch biaxialer Belastung.

Für die Diskussion über den Einfluß des Spannungsverhältnisses muß also zwischen Belastungen im Druck - Druck - Bereich und solchen mit einer Zugbeanspruchung in mindestens einer Achse unterschieden werden.

Zunächst werden die Einflüsse im Druck - Druck - Bereich diskutiert. Wie Hinrichsmeyer /51/ und Weiß /153/ mit einem haufwerkstheoretischen Modell zeigen, beruht die festigkeitssteigernde Wirkung einer mehraxialen Druckbelastung gegenüber einer einaxialen Beanspruchung auf zwei Effekten. Im haufwerkstheoretischen Modell werden bei einer biaxialen Belastung die senkrecht zueinander stehenden Kräfte zunächst zu einer resultierenden zusammengefaßt. Zu dieser resultierenden Kraft bilden die Kontaktflächen der einzelnen Haufwerkselemente einen anderen Neigungswinkel als unter einaxialer Belastung. Der Winkel hängt vom Spannungsverhältnis ab. Dies führt in einer haufwerkstheoretischen Berechnung zu einer vom Spannungsverhältnis abhängigen Festigkeit, die bei einem bestimmten Wert maximal wird. Der zweite Effekt besteht darin, daß das Spannungsverhältnis nicht nur den Neigungswinkel beeinflusst, sondern zugleich die Abstände zwischen den einzelnen Haufwerkselementen durch die orthogonal zu den Kontaktflächen wirkenden Kraftkomponenten verringert werden. Dies vergrößert wiederum die Anziehungskräfte in der Kontaktfläche Zuschlag - Mörtelmatrix. Beide festigkeitssteigernde Effekte werden jeweils beim gleichen Spannungsverhältnis κ maximal. Mit steigender Temperatur wachsen die Rißbreiten an. Die festigkeitssteigernde Wirkung durch die Annäherung

der Kontaktflächen wird dadurch immer ausgeprägter, geht allerdings mit größeren Stauchungen einher.

Die Verschiebung des Festigkeitsmaximums der Bruchgrenzfläche mit steigender Temperatur zu höheren Spannungsverhältnissen (Bild 5.9) wird ebenfalls mit der Änderung des häufigsten Neigungswinkels erklärt /51/. Werden im Strukturmodell bei Raumtemperatur die Kräfte über die Kontaktfläche Zuschlag - Mörtelmatrix abgetragen, geschieht dies mit steigender Temperatur zunehmend über die Rißflächen in der Mörtelmatrix. Da beide Flächen unterschiedlich zur Belastung geneigt sind, verändert sich im Haufwerksmodell der wahrscheinlichste Neigungswinkel und nimmt einen statistischen Mittelwert zwischen den beiden Extremen an. Die Verschiebung des Festigkeitsmaximums zu anderen Spannungsverhältnissen ist die Folge.

Als nächstes wird der Einfluß im Druck - Zug - Bereich diskutiert. Dort wirkt sich das unterschiedliche Tragverhalten unter Zug- und Druckbelastung auch auf das Versagen bei erhöhten Temperaturen aus. Für diese Versuche liegt keine haufwerkstheoretische Betrachtung vor. Im Druck - Zug - Bereich deutet sich an, daß nach Abschluß des Portlandzementfalls ein Wechsel der Versagensart stattfindet. Zunächst können die Bruchgrenzflächen durch die Coulombsche Festigkeitshypothese brauchbar beschrieben werden: die Festigkeit wird durch Kohäsion und Reibung bestimmt. Mit steigender Temperatur nimmt die Breite der Matrixrisse zu. Dies kann schließlich dazu führen, daß der Coulombsche Reibungsanteil ausfällt und ausschließlich die Kohäsion für die Zugfestigkeit verantwortlich ist. Das Versagen wird dann jeweils durch Überschreiten entweder der Zug- oder der Druckfestigkeit bestimmt. Augenfällig wird dies am Beispiel des Quarzbetons QB2 bei den 600 °C - Versuchen (Bild 5.10). Dessen Verhalten kann durch die Normalspannungshypothese beschrieben werden.

5.2.2.6 Einfluß des Belastungsgrades

Ein Anstieg der biaxialen Druckfestigkeit ($\kappa = 0,7$) infolge einer Belastung während des Aufheizens wird in den Versuchen erst bei 600 °C beobachtet (Bild 5.11). Unterschiede werden für die Belastungsgrade $0,15 \leq \alpha \leq 0,3$ nicht festgestellt. Unklarheit bestand bisher, ob sich der Belastungsgrad auf biaxial und einaxial belasteten Beton gleichermaßen auswirkt. Wie der Vergleich zwi-

schen den Bildern 3.9 und 5.11 zeigt, stimmt die festigkeitssteigernde Wirkung in beiden Fällen überein.

In Kapitel 3.1.1.5 wurde bereits ausführlich auf den Einfluß des Belastungsgrades α eingegangen. Dort wurde festgestellt, daß der Festigkeitszugewinn gegenüber einer unbelastet aufgeheizten Probe durch eine verminderte Ribbildung in vorbelasteten Proben zustande kommt. Die Wirkung des Belastungsgrades α ist dabei umso ausgeprägter, je größer die thermisch induzierten Ribbreiten in der Matrix des unbelastet aufgeheizten Betons werden. Daher macht sich die Belastung während des Aufheizens bei 600 °C so deutlich bemerkbar.

5.2.3 Zusammenfassung

Die untersuchten betontechnologischen Parameter wirken sich auf den temperaturabhängigen Festigkeitsverlust portlandzementgebundener Betone im Druck - Druck - Bereich unabhängig vom Spannungsverhältnis aus. Der Zuschlagart und dem Größtkorndurchmesser kommen von den hier variierten Parametern die größte Bedeutung zu. Hinter diesen stehen die Einflüsse des Zuschlaggehalts und des Wasserzementwerts klar zurück. Die entscheidenden Gründe für die Entfestigung des portlandzementgebundenen Betons sind die temperaturbedingte Zunahme der Ribbreite und der Porosität. Durch die Portlandzersetzung ab 450 °C wird der betrachtete Temperaturbereich in zwei Teile getrennt. Bis zur Portlandzersetzung wird die Festigkeit noch in gleicher Weise von den betontechnologischen Größen bestimmt, wie dies bei Raumtemperatur der Fall ist. Danach hängt der Einfluß von ihrer Wirkung auf die entstehenden Ribbreiten ab.

Ebenso wie bei den betontechnologischen Parametern beruhen die festigkeitssteigernde Wirkungen des Belastungsgrads α während des Aufheizens und des Belastungsverhältnisses κ vorwiegend auf deren Einfluß auf die vorhandene Ribstruktur. Den alternativ untersuchten Spannungspfaden kommt keine Bedeutung für die Temperaturabhängigkeit der Festigkeit zu.

5.3 Elastizitätsmodul

5.3.1 Darstellung der Versuchsergebnisse zum Elastizitätsmodul

Der Elastizitätsmodul wurde direkt aus der Spannungs - Dehnungslinie als Sekantenmodul zwischen dem Ursprung und einem Drittel der temperaturabhängigen Festigkeit bestimmt. Die folgende Auswertung basiert nur auf den einaxialen Versuchen.

5.3.1.1 Einfluß der Zuschlagart

In Bild 5.13 sind die bezogenen Elastizitätsmoduln für die verschiedenen Zuschläge über der Temperatur aufgetragen. Sie sind bei 300 °C bereits auf etwa die Hälfte abgesunken. Eine weitere Temperaturerhöhung verringert den E-Modul des Quarzbetons besonders nachhaltig. Er sinkt bei 600 °C auf weniger als ein Fünftel des ursprünglichen Werts. Demgegenüber bewegen sich die Elastizitätsmoduln der beiden anderen Betone noch um ein Drittel ihres Anfangswerts; die Differenz zwischen beiden ist gering.

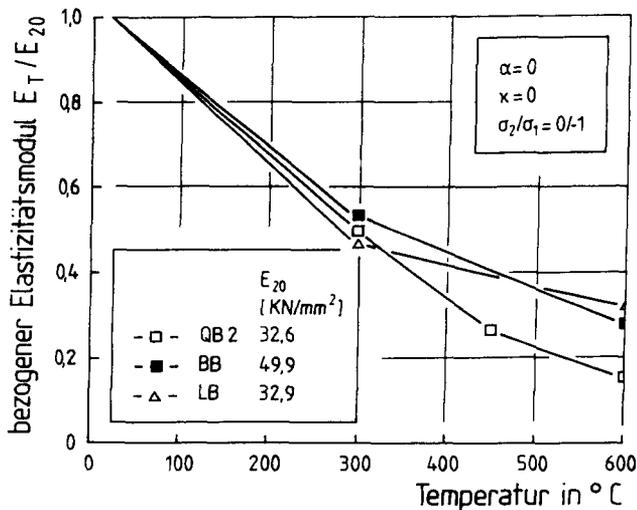


Bild 5.13: Einfluß der Zuschlagart auf die Temperaturabhängigkeit des Elastizitätsmoduls

5.3.1.2 Einfluß des Zuschlag/Zement - Verhältnisses

In Bild 5.14 sind die Elastizitätsmoduln für 300 °C und 600 °C über dem Zuschlag/Zement - Verhältnis aufgetragen. Während der E-Modul des zementreicheren Betons bei 300 °C bereits halbiert ist, sinkt der Wert des mageren Betons zunächst weniger ab. Für 600 °C ist die Tendenz gegenläufig, der Unterschied fällt jedoch gleich aus.

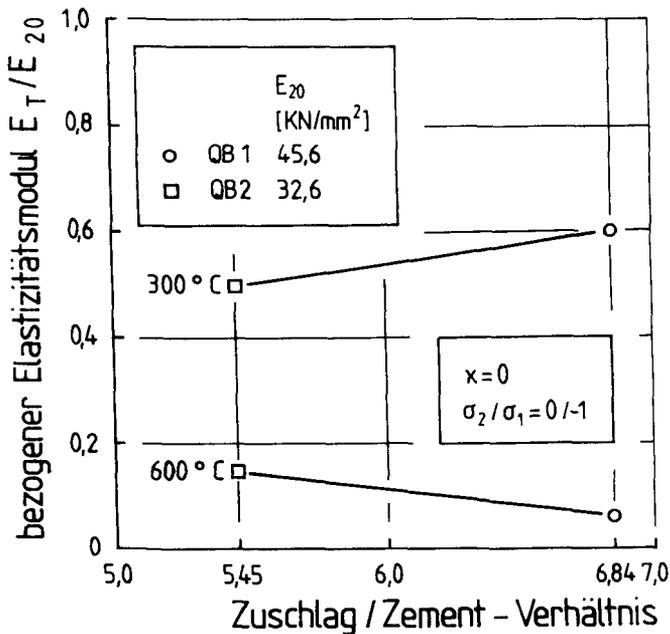


Bild 5.14: Einfluß des Zuschlag/Zement - Verhältnisses auf den Elastizitätsmodul bei erhöhter Temperatur

5.3.1.3 Einfluß des Wasserzementwerts

Ein vergleichbares Bild wie zum Einfluß des Zuschlag/Zement - Verhältnisses bietet sich beim Wasserzementwert (Bild 5.15). Bei 300 °C ist der Elastizitätsmodul infolge eines höheren W/Z - Werts zunächst deutlich größer. Der Einfluß kehrt sich auch hier für 600 °C um. Zwar fällt bei dieser Temperatur

der absolute Unterschied erheblich kleiner aus. Angesichts der geringen verbliebenen Größe des E-Moduls entspricht dieser Unterschied für den Wasserzementwert 0,61 immerhin einer Halbierung des Elastizitätsmoduls gegenüber dem bei einem W/Z - Wert von 0,45.

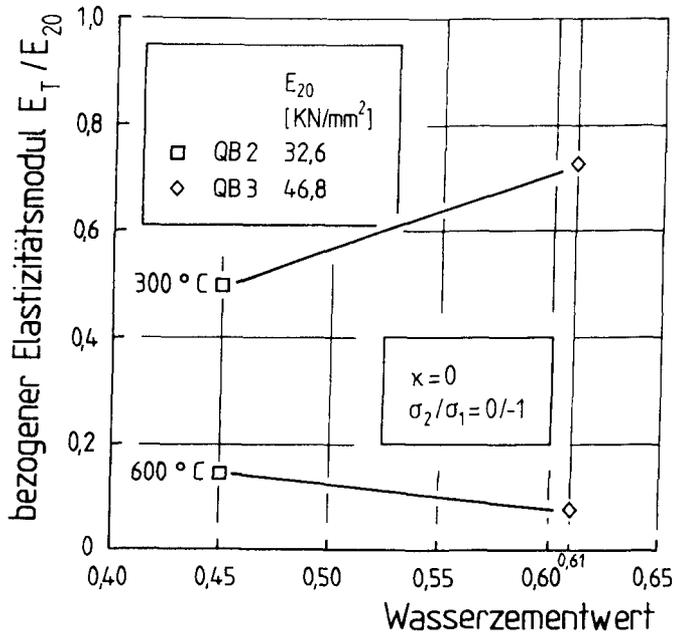


Bild 5.15: Einfluß des W/Z - Werts auf den Elastizitätsmodul

5.3.2 Diskussion der Versuchsergebnisse zum Elastizitätsmodul

5.3.2.1 Einfluß der Zuschlagart

Als Ursache für den deutlichen Steifigkeitsverlust mit steigender Temperatur wird allgemein die ausgeprägte Empfindlichkeit des E-Moduls auf die temperaturabhängige Ribbildung angesehen /7, 46/. Wie bereits in Kap. 3.2.1.1 ausgeführt wurde, machen sich dabei die orthogonal zur Belastungsrichtung verlaufenden Risse bemerkbar. Die unebene Oberfläche dieser Risse gestattet erst im Laufe der Laststeigerung den Kontakt zwischen größeren Flächen der Ribufer.

Die damit verbundenen größeren Verformungen spiegeln sich in der großen Abnahme des Elastizitätsmoduls wider /51/. Der fehlende Einfluß der Zuschlagart bei 300 °C ist die Folge der nur geringfügig abweichenden Ribbildung von Quarz-, Basalt- und Leichtbeton /122/, wie bereits im Zusammenhang mit der Festigkeit dargelegt wurde (vgl. Kap. 5.2.2.1).

Die Versuchsergebnisse zeigen, daß in der Diskussion der Temperaturabhängigkeit des E-Moduls, ebenso wie bei der Festigkeit, der Portlandzersetzung eine zentrale Bedeutung zukommt (vgl. Kap. 5.3.2.1). Durch den Portlandzersetzungsfall erfährt der Zementstein der hier betrachteten portlandzementgebundenen Betone eine einschneidende strukturelle Veränderung. Größere Gefügeeigenstressungen können nicht mehr ertragen werden. Gleichzeitig wachsen die Differenzen der thermischen Dehnung der Zuschläge deutlich an. Dies ruft eine vergrößerte, sehr unterschiedliche Ribbildung der einzelnen Betone hervor, wie mit der SEA beobachtet wird /122/. Aus der Ribbildung resultieren die bei 600 °C zu beobachtenden Steifigkeitsverluste.

5.3.2.2 Einfluß des Zuschlag/Zement - Verhältnisses

Wie Bild 5.14 zeigt, wird der Elastizitätsmodul bei 300 °C mit steigendem Zuschlaggehalt gegenüber den jeweiligen Ausgangswerten weniger reduziert. Die Wirkung dieses Einflusses hat sich bei 600 °C in gleicher Größe umgedreht. Die einzig verfügbare Erklärung für den zunächst verminderten Rückgang des bezogenen E-Moduls infolge eines steigenden Zuschlaggehalts ist, daß in diesem Fall weniger Gefügespannungen durch die unterschiedliche thermische Dehnung von Zuschlag und Zementstein entstehen /11/. Die damit verbundene geringere Ribbildung führt zu den Unterschieden bei 300 °C, erklärt aber nicht die Differenz bei 600 °C.

5.3.2.3 Einfluß des Wasserzementwerts

Der Elastizitätsmodul nimmt zunächst bei 300 °C für den Beton mit dem höheren Wasserzementwert in erheblich geringerem Maße ab. Bei 600 °C ist dann kein Einfluß des Wasserzementwerts mehr vorhanden.

Die Größe des Elastizitätsmoduls von Beton hängt ebenso wie die Festigkeit eng mit der Porosität des Zementsteins zusammen. Das Porenvolumen und damit

die Porosität des Betons werden vom Wasserzementwert beeinflusst. Mit steigender Temperatur wird das Porenvolumen zunächst nur geringfügig, nach dem Portlandzersetzerfall dann deutlich vergrößert /51, 104, 125/. Der Anstieg der Porosität wirkt sich entsprechend stärker auf den Beton mit dem niedrigeren W/Z - Wert aus, da dessen Ausgangsporosität geringer ist. Bei 600 °C geht durch die Verdoppelung der Ausgangsporosität der Einfluß des Wasserzementwerts verloren. Durch den größeren Ausgangswert fällt in der bezogenen Darstellung der E-Modul beim höheren W/Z - Wert stärker ab.

5.3.3 Zusammenfassung

Der Elastizitätsmodul wird durch die thermisch induzierten Risse deutlich mit der Temperatur reduziert. Wie bei der Festigkeit wird für den E-Modul ein unterschiedliches Verhalten bei den betrachteten Temperaturen festgestellt. Dies ist im wesentlichen auf die Veränderungen im Zuge der Portlandzersetzung zurückzuführen. Der E-Modul wird deutlich vom Zuschlaggehalt und Wasserzementwert beeinflusst. Der Einfluß auf den E-Modul hängt entscheidend von der thermisch induzierten Ribbildung ab.

5.4 Bruchdehnung

5.4.1 Darstellung der Versuchsergebnisse zur Bruchdehnung

5.4.1.1 Einfluß der Zuschlagart und des Größtkorndurchmessers

In Bild 5.16 ist die mittlere Bruchdehnung $\epsilon_{1u,T}$ der einaxialen Versuche für die drei untersuchten Zuschlagarten über der Temperatur aufgetragen. Durch die Temperaturerhöhung auf 300 °C wird die Bruchdehnung vergrößert, ohne daß sich die einzelnen Zuschlagarten signifikant auswirken. Deutliche Unterschiede treten bei 600 °C auf. Für den Basalt- und Leichtbeton nimmt die Bruchdehnung etwas unterproportional mit der Temperatur zu. Demgegenüber steigt die Bruchdehnung des quarzitisches Betons oberhalb von 300 °C deutlich an. Zwischen dem quarzitisches Beton und dem Mörtel treten deutlich unterschiedliche Bruchdehnungen ebenfalls erst bei 600 °C auf. Die Bruchdehnung

des Mörtels ist erheblich geringer und stimmt mit den Werten des Basalt- und Leichtbetons überein.

Eine biaxiale Druckbelastung vergrößert die Bruchdehnungen in der Hauptbelastungsachse insbesondere bei den höheren Temperaturstufen. Auf eine gesonderte Darstellung der Ergebnisse wird verzichtet, da die Dehnung $\epsilon_{1u,T}$ in gleicher Weise von der Zuschlagart beeinflusst wird (siehe $\sigma - \epsilon$ - Linien in /138/).

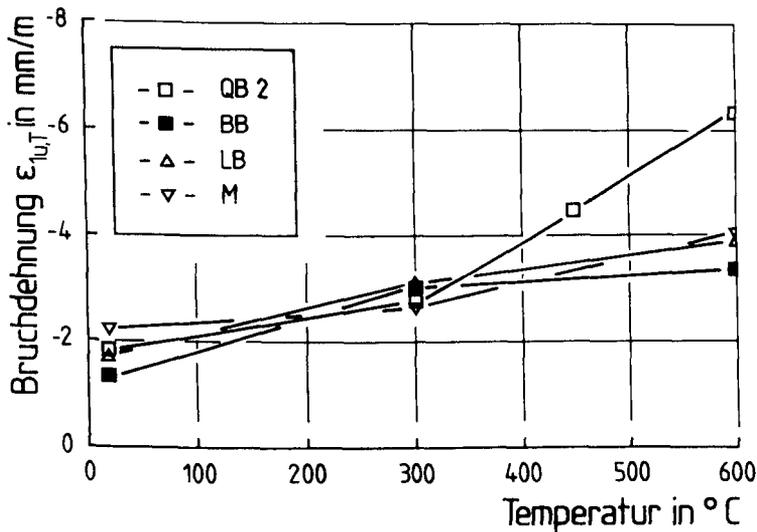


Bild 5.16: Temperaturabhängigkeit der Bruchdehnung $\epsilon_{1u,T}$ für verschiedene Zuschläge und Größtkorndurchmesser

5.4.1.2 Einfluß des Zuschlag/Zement - Verhältnisses

Das Zuschlag/Zement - Verhältnis übt im betrachteten Temperaturbereich bis 600 °C keinen einheitlichen Einfluß auf die Bruchdehnung aus. Wie Bild 5.17 zeigt, nimmt die Bruchdehnung $\epsilon_{1u,T}$ bei 300 °C, ebenso wie bei Raumtemperatur, geringfügig mit steigendem Zuschlaggehalt ab. Bei 600 °C hat das Zuschlag/Zement - Verhältnis eine gegenläufige Wirkung in ebenfalls nur geringer Größe. Sie tritt bei dieser Temperatur deutlich hinter den Einfluß der

Zuschlagart zurück. Der ohnehin nur geringe Einfluß des Zuschlaggehalts verschwindet unter einer biaxialen Belastung nahezu vollständig.

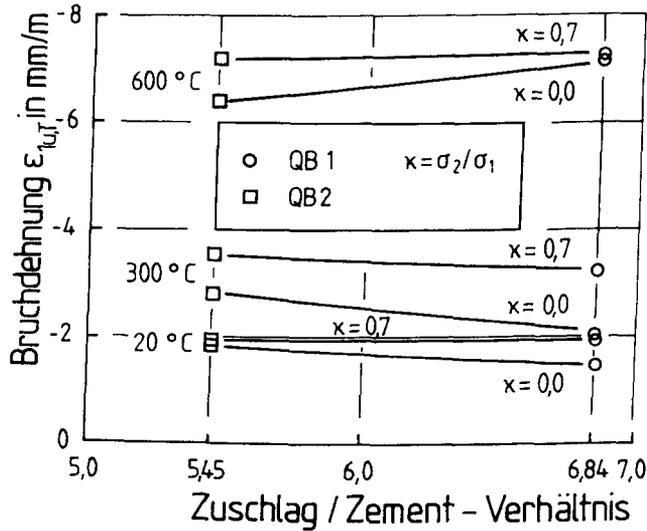


Bild 5.17: Einfluß des Zuschlag/Zement - Verhältnisses auf die Bruchdehnung $\epsilon_{1u,T}$ bei verschiedenen Temperaturen

5.4.1.3 Einfluß des Wasserzementwerts

Ähnlich dem Zuschlag/Zement - Verhältnis bleiben auch die Auswirkungen eines differierenden W/Z - Werts auf die Bruchdehnung $\epsilon_{1u,T}$ nicht im gesamten Temperaturbereich gleich, wie aus den in Bild 5.18 dargestellten Temperaturen zu ersehen ist. Die Ausgangswerte der Bruchdehnungen weisen keine eindeutige Abhängigkeit vom W/Z - Wert auf. Dies ändert sich bis 300 °C nicht weiter, allerdings wachsen die Werte der Bruchdehnung mit der Temperatur an. Ein deutlicher Einfluß des Wasserzementwerts ist erst bei 600 °C zu beobachten. Die Bruchdehnung $\epsilon_{1u,T}(\kappa)$ steigt mit dem Wasserzementwert für beide Spannungsverhältnisse an.

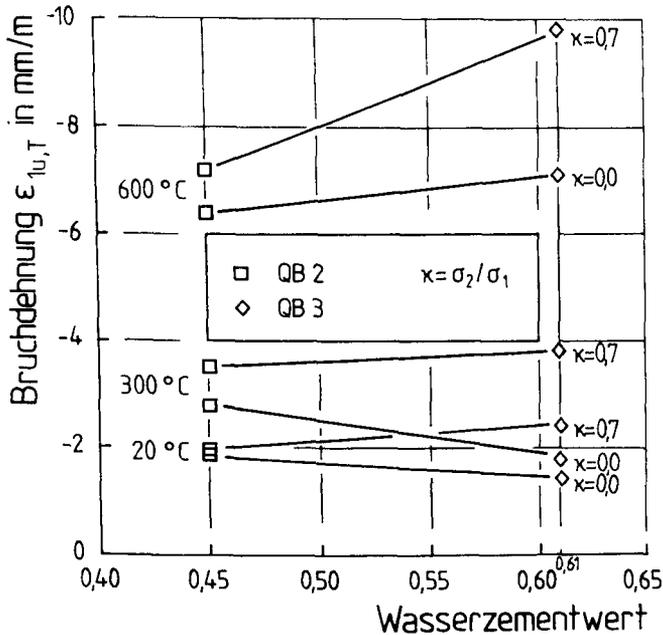


Bild 5.18: Einfluß des Wasserzementwerts auf die Bruchdehnung $\epsilon_{1u,T}$ bei verschiedenen Temperaturen

5.4.1.4 Einfluß einer Belastung beim Aufheizen

Die vorangegangenen Kapitel behandelten die Bruchdehnung unbelastet aufgeheizter Proben. Bild 5.19 zeigt für 300 °C und 600 °C am Beispiel biaxialer Versuche ($\kappa = 0,7$), wie sich der Belastungsgrad α während des Aufheizens auf die Bruchdehnung im anschließenden Bruchversuch auswirkt. Bei 300 °C wird die Bruchdehnung stetig mit steigendem Belastungsgrad während des Aufheizens verringert. Gleichwohl macht sich der Belastungsgrad nur wenig im Vergleich mit den betontechnologischen Einflüssen bemerkbar. Ein erheblich verändertes Bild stellt sich bei 600 °C ein. Durch einen Belastungsgrad $\alpha = 0,15$ wird die Bruchdehnung gegenüber der unbelastet temperierten Probe halbiert. Eine weitere Steigerung der Vorbelastung auf $\alpha = 0,3$ übt nur noch geringen Einfluß aus. Betrachtet man die Bruchdehnungen der vorbelasteten Proben beider Temperaturen, so stellt man nahezu übereinstimmende Werte fest.

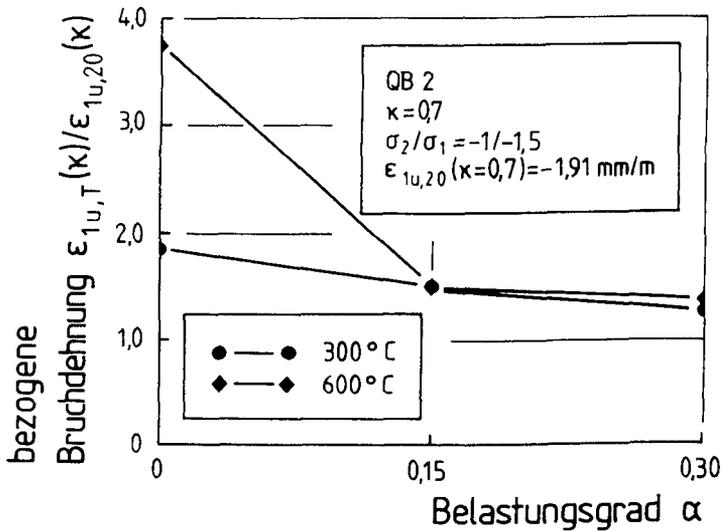


Bild 5.19: Vergleich der Bruchdehnung $\epsilon_{1u,T}$ bei verschiedenen Temperaturen für unterschiedliche Belastungsgrade α

5.4.1.5 Einfluß unterschiedlicher Spannungspfade

Wie bereits in Kapitel 3.2.2 angesprochen, wird die Bruchdehnung $\epsilon_{1u,T}$ bei Normaltemperatur gegenüber dem proportionalen Spannungspfad durch veränderte Spannungspfade zum Teil deutlich beeinflusst. In Bild 5.20 ist zu erkennen, daß in den eigenen Versuchen größere Abweichungen bei Raumtemperatur nur durch den "Sternpfad" verursacht werden. Hier sind auch die Wechsel der Belastungsrichtung besonders ausgeprägt (vgl. Kap. 4.1.1 und 5.2.7). Zwischen den beiden anderen Versuchen wirkt sich der unterschiedliche Spannungspfad nicht auf die Bruchdehnung der Hauptbelastungsachse aus. Bis 300 °C gelten diese Aussagen unverändert; die Bruchdehnung nimmt unabhängig vom Spannungspfad in gleichem Maße zu.

Gravierende Abweichungen sind nach Abschluß der Portlandzersetzung bei 600 °C zu verzeichnen. Während die Bruchdehnung unter proportionaler Belastung ansteigt (vgl. Bild 5.16), bleibt sie in den anderen Fällen sogar unter den bei 300 °C gemessenen Werten. Die nichtproportionale Belastung übt bei

600 °C eine ähnliche Wirkung aus wie in Bild 5.19 der Belastungsgrad während des Aufheizens. Zwischen beiden nichtproportionalen Spannungspfaden bleibt der ursprüngliche Unterschied erhalten.

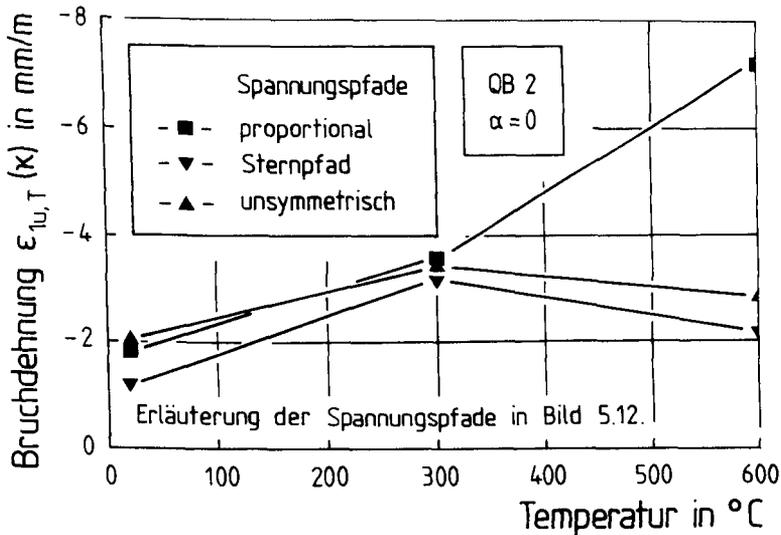


Bild 5.20: Auswirkung unterschiedlicher Spannungspfade auf die Bruchdehnung $\epsilon_{1u,T}$ bei verschiedenen Temperaturen

5.4.2 Diskussion der Versuchsergebnisse zur Bruchdehnung

5.4.2.1 Einfluß der Zuschlagart und des Größtkorndurchmessers

Die Bruchdehnung $\epsilon_{1u,T}$ der verschiedenen Betone stimmt bei 300 °C gut überein. Deutliche Unterschiede sind bei 600 °C festzustellen. Die Größe der Bruchdehnung setzt sich aus der elastischen und plastischen Dehnung der ungerissenen Betonmatrix sowie der Verformung zum Schließen der thermisch induzierten Risse zusammen. Über die Auswirkung erhöhter Temperaturen auf die ersten beiden Dehnungsanteile liegen derzeit keine Erkenntnisse vor. Auf die thermisch induzierte Ribbildung wurde bereits in Kap. 2.3 eingegangen.

Wie bereits in den vorhergehenden Kapiteln dargelegt wurde, treten weder infolge der verschiedenen Zuschlagarten noch durch differierende Größtkorndurchmesser Unterschiede in der thermisch induzierten Ribbildung auf. Daher sind bei 300 °C noch keine unterschiedlichen Bruchdehnungen für die verschiedenen Betone zu beobachten. Die mit der Portlandzersetzung einhergehenden Einflüsse auf die Zementsteinstruktur und der wachsende Unterschied der thermischen Dehnung des Zuschlags führen zu den Abweichungen bei 600 °C. Ebenso wirkt sich der Einfluß des Größtkorndurchmessers auf die thermisch induzierte Ribbildung aus.

5.4.2.2 Einfluß der Betonzusammensetzung

Bis 300 °C ist der Einfluß der Betonzusammensetzung für ein- und zweiachial belasteten Beton gering, wie dies auch schon in anderen einaxialen Versuchen bei Raumtemperatur beobachtet wurde /35, 91/. Der Zuschlaggehalt ist für die weitere Zunahme der Bruchdehnung bei 600 °C ohne Bedeutung. Die bei dieser Temperatur deutlich größere Bruchdehnung $\epsilon_{1u,T}$ für Beton mit einem höheren Wasserzementwert kann mit den bekannten Strukturuntersuchungen nicht erklärt werden.

5.4.2.3 Mechanische Einflüsse

In Verbindung mit dem zuvor beschriebenen Einfluß der Betonzusammensetzung wurden die Bruchdehnungen $\epsilon_{1u,T}$ aus ein- und biaxialen Bruchversuchen zusammen dargestellt (vgl. die Bilder 5.17 und 5.18). Dabei waren die Werte der Bruchdehnung $\epsilon_{1u,T}$ im biaxialen Bruchversuch durchgehend größer.

Mit steigendem Belastungsgrad α während des Aufheizens wird die Bruchdehnung $\epsilon_{1u,T}$ in den biaxialen Versuchen ($\kappa = 0,7$) bei 300 °C geringfügig reduziert. Größeren Einfluß übt der Belastungsgrad während des Aufheizens nach Bild 5.19 bei 600 °C aus. Als Folge der untersuchten Belastungsgrade $\alpha = 0,15$ und $0,3$ wird jeweils die gemessene Bruchdehnung gegenüber einer unbelastet temperierten Probe halbiert. Der Einfluß des Belastungsgrades fügt sich gut in die vorstehenden Überlegungen ein. Die Belastung wirkt sich umso deutlicher auf die Bruchdehnung aus, je mehr Risse in der Matrix beim Aufheizen des unbelasteten Betons entstehen (vgl. Bild 3.18). Die mechanischen und die thermisch

induzierten Spannungen überlagern sich, führen dabei zu Rissen geringerer Breite und verringern die Bruchdehnung /105/.

Die nichtproportionalen Spannungspfade haben einen ähnlichen Einfluß wie der Belastungsgrad. Eine deutlich kleinere Bruchdehnung im Vergleich zur proportionalen Belastung tritt wieder erst bei 600 °C auf (Bild 5.20). Im übertragenen Sinne gelten die vorstehenden Betrachtungen auch für die anderen Spannungspfade. Während die Ribbildung der vorbelasteten Proben bereits beim Aufheizen beeinflusst wird, werden sowohl durch die Be- und Entlastung beim "Sternpfad" als auch durch den Wechsel von der einaxialen zur biaxialen Belastung beim "unsymmetrischen" Spannungspfad, vermutlich im Zuge der Belastung, vorhandene Risse geschlossen, bevor die endgültige Belastung bis zum Bruch erfolgt. Da nach den vorangegangenen Überlegungen Risse vermehrt erst oberhalb von 300 °C auftreten, wirken sich die verschiedenen Spannungspfade erst bei 600 °C deutlich aus.

5.4.3 Zusammenfassung

Die Bruchdehnung steigt zunächst bis etwa 300 °C unabhängig von den untersuchten betontechnologischen und mechanischen Einflüssen mit der Temperatur durch die zunehmende thermisch induzierte Ribbildung an. Nach der Veränderung der Zementsteinstruktur durch den Portlanditzerfall wirken sich Zuschlagart, Größtkorndurchmesser und Wasserzementwert unterschiedlich auf die Ribbildung und damit deutlich auf die Größe der Bruchdehnung aus. Der Zuschlaggehalt bleibt auch bei 600 °C ohne wesentlichen Einfluß. Die Bruchdehnung $\epsilon_{lu,T}$ ist unter biaxialer Beanspruchung größer als unter einaxialer. Eine Belastung während des Aufheizens verringert die thermisch induzierten Risse und reduziert dadurch die Bruchdehnung.

5.5 Querdehnzahl

5.5.1 Darstellung der Versuchsergebnisse zur Querdehnzahl

5.5.1.1 Einfluß der Zuschlagart und des Größtkorndurchmessers

Bild 5.21 zeigt den Verlauf der Querdehnzahl über der Temperatur für die untersuchten Zuschlagarten. Um die Werte der Querdehnzahlen miteinander vergleichen zu können, wurden sie jeweils aus den Spannungs - Dehnungslinien einaxialer Versuche bei einem Drittel der temperaturabhängigen Festigkeit bestimmt. Die Querdehnzahlen von Basalt- und Leichtbeton sind bei Raumtemperatur verhältnismäßig groß, bewegen sich aber noch in einem Rahmen, der auch von anderen Autoren schon beobachtet wurde /111/.

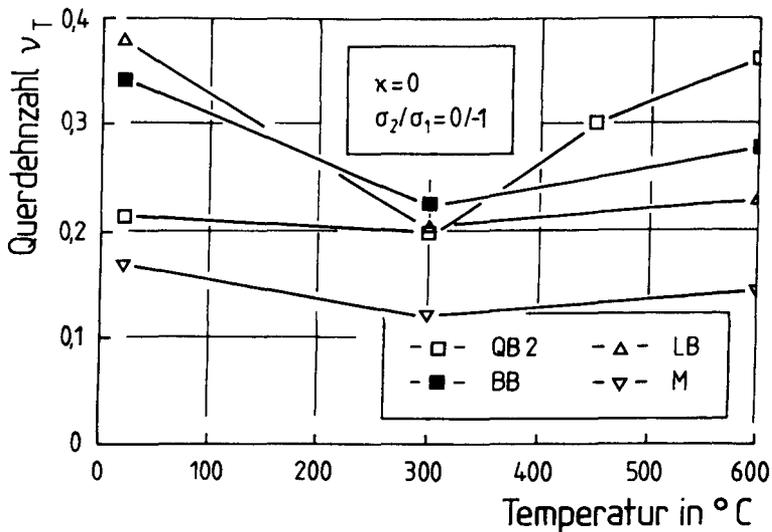


Bild 5.21: Einfluß der Zuschlagart und des Größtkorndurchmessers auf die Temperaturabhängigkeit der Querdehnzahl

Zunächst nimmt die Querdehnzahl für alle Betone unabhängig von der Zuschlagart mit steigender Temperatur ab. Unterschiede bestehen lediglich in der Differenz zwischen den Werten bei 20 $^{\circ}\text{C}$ und 300 $^{\circ}\text{C}$. Die temperaturabhän-

gige Querdehnzahl aller Betone zeigt ein Minimum bei 300 °C. Oberhalb von 300 °C wachsen die Werte der Querdehnzahl in unterschiedlichem Maße wieder an. Während die Querdehnzahl des Quarzbetons signifikant ansteigt, ist bei Basalt- und Leichtbeton nur eine schwache Zunahme zu beobachten.

Die Querdehnungswerte des quarzitischen Mörtels M sind durchgängig kleiner als die Werte des Quarzbetons QB2. Ein prinzipiell unterschiedliches Verhalten ist für beide allerdings erst oberhalb von 300 °C zu beobachten.

5.5.1.2 Einfluß des Zuschlag/Zement - Verhältnisses

Das Zuschlag/Zement - Verhältnis wirkt sich bei Raumtemperatur kaum auf die Querdehnzahl aus. Bei erhöhten Temperaturen nehmen die Unterschiede mit steigender Temperatur zu. Wie Bild 5.22 zeigt, wird infolge eines höheren Zuschlaggehalts die Querdehnzahl bis 300 °C erheblich stärker reduziert; der nachfolgende Wiederanstieg fällt dann deutlich geringer aus.

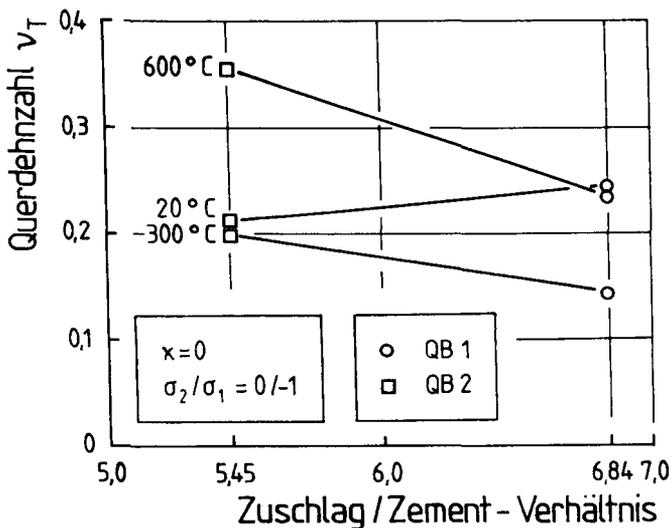


Bild 5.22: Einfluß des Zuschlag/Zement - Verhältnisses auf die Querdehnzahl bei verschiedenen Temperaturen

5.5.1.3 Einfluß des Wasserzementwerts

In Bild 5.23 ist die Querdehnzahl für 20 °C, 300 °C und 600 °C über dem W/Z - Wert aufgetragen. Bis 300 °C hat der Wasserzementwert keinen signifikanten Einfluß auf die Querdehnzahl. Größere Unterschiede treten bei 600 °C auf. Die Querdehnzahl nimmt durch einen höheren Wasserzementwert von 0,61 erheblich weniger zu als der für $w = 0,45$ bestimmte Wert.

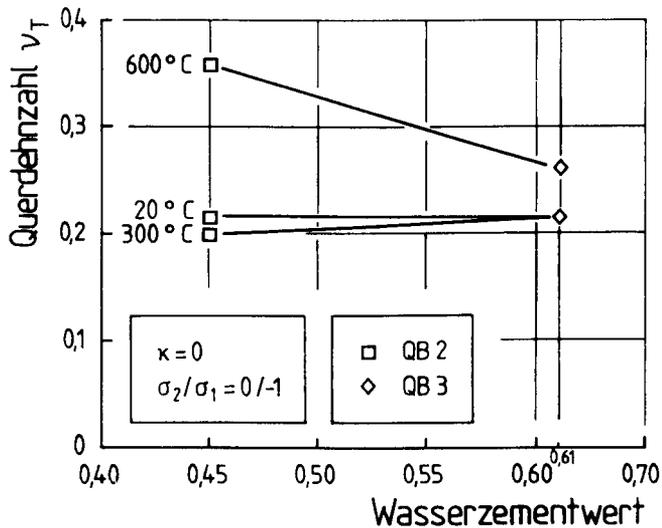


Bild 5.23: Querdehnzahl bei verschiedenen Temperaturen in Abhängigkeit vom W/Z - Wert

5.5.2 Diskussion der Versuchsergebnisse zur Querdehnzahl

Aus der Literatur sind nur wenige Ergebnisse zur Querdehnzahl bei erhöhter Temperatur bekannt. Wie in den eigenen Untersuchungen (Bilder 5.21 + 5.23) wird dabei zunächst grundsätzlich eine Abnahme der Querdehnzahl mit der Temperatur beobachtet, unabhängig von betontechnologischen, hygri-schen oder mechanischen Einflüssen (vgl. Bild 3.19). Daher liegt die Vermutung nahe, die Abnahme der Querdehnzahl auf die zunehmende Porosität des Zementsteins zurückzuführen.

Bei 600 °C lassen die eigenen Versuche den Schluß zu, daß die Querdehnzahl wieder mehr oder minder ausgeprägt ansteigt. Diese Zunahme wird dabei durch einen niedrigeren Zuschlaggehalt, einen größeren Größtkorndurchmesser, einen geringeren Wasserzementwert und die Verwendung von Quarzzuschlag verstärkt. Strukturuntersuchungen, die geeignet wären, diese Beobachtungen zu erklären, liegen nicht vor.

5.6 Kompressions- und Schubmodul

5.6.1 Darstellung der Versuchsergebnisse zum Kompressions- und Schubmodul

Wie in Kapitel 6 noch gezeigt werden wird, bietet das Aufteilen der Spannungen bzw. Verformungen in einen hydrostatischen und einen deviatorischen Anteil für die Entwicklung eines Verformungsmodells für Beton bei erhöhten Temperaturen Vorteile. Dazu werden aus den gemessenen Werten σ_i und ε_i über die Gesetze der Elastizitätstheorie die folgenden Größen bestimmt:

Normalspannung

$$\sigma_0 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} , \quad (5.1)$$

Schubspannung

$$\tau_0 = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} , \quad (5.2)$$

Normaldehnung

$$\varepsilon_0 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3}{3} \quad \text{und} \quad (5.3)$$

Schubdehnung

$$\gamma_0 = \frac{2}{3} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2} . \quad (5.4)$$

Bild 5.24 zeigt am Beispiel der Dehnungen, wie sich die resultierende Gesamtdehnung eines beliebigen Punktes P aus den Teildehnungen ermitteln läßt.

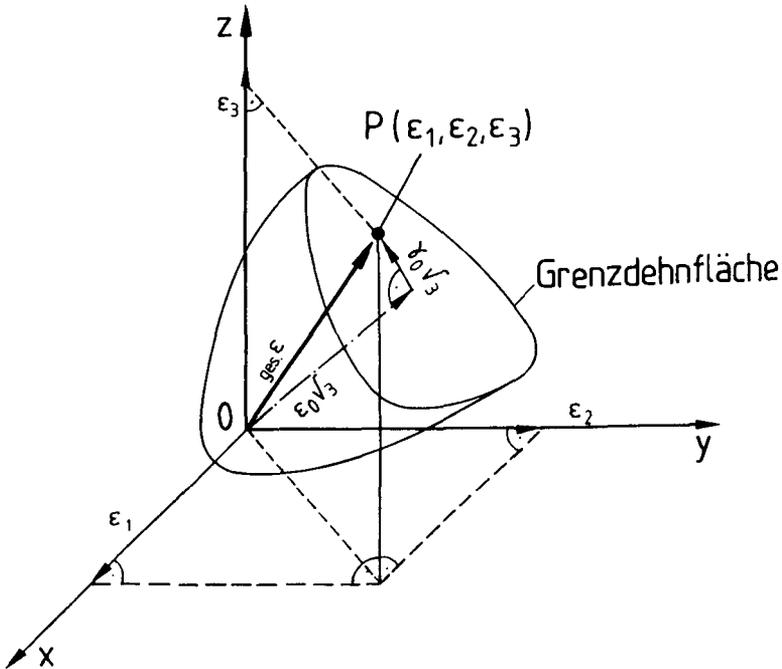


Bild 5.24: Zusammenhang zwischen den Dehnungen der Hauptachsen und den Dehnungsinvarianten

Der Zusammenhang zwischen den Spannungs- und den Dehnungsinvarianten wird durch den

Kompressionsmodul

$$K = \frac{\sigma_0}{3 \varepsilon_0} = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (5.5)$$

und den Schubmodul

$$G = \frac{\tau_0}{2 \gamma_0} = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (5.6)$$

beschrieben.

Für die Kurzzeitverformung wird in den nachfolgenden Kapiteln die Darstellung und Diskussion auf den Kompressions- und den Schubmodul beschränkt. $\tau_0 - \gamma_0$ - bzw. $\sigma_0 - \epsilon_0$ - Kurven werden in Kapitel 6 beim Vergleich von Versuchsergebnissen und Modellberechnung dargestellt.

5.6.1.1 Einfluß der Zuschlagart und des Größtkorndurchmessers

Bild 5.25 zeigt im oberen Teil den temperaturabhängigen Verlauf des Schub- und im unteren den des Kompressionsmoduls. Die dargestellten Werte wurden jeweils als Ursprungsmoduln aus den $\tau_0 - \gamma_0$ - bzw. $\sigma_0 - \epsilon_0$ - Kurven für alle Versuche der entsprechenden Temperaturstufe bestimmt. Die Unterschiede zwischen den verschiedenen Zuschlagarten sind deutlich. Auffallend ist das verstärkte Absinken beider Moduln des quarzitisches Betons und Mörtels oberhalb von 300 °C, während sich der temperaturabhängige Steifigkeitsverlust der beiden anderen Betone verringert. Nach dem Zerfall des Portlandzements und der damit einhergehenden verstärkten Ribbildung unterscheiden sich der Steifigkeitsverlust des Quarzbetons zunehmend von den anderen.

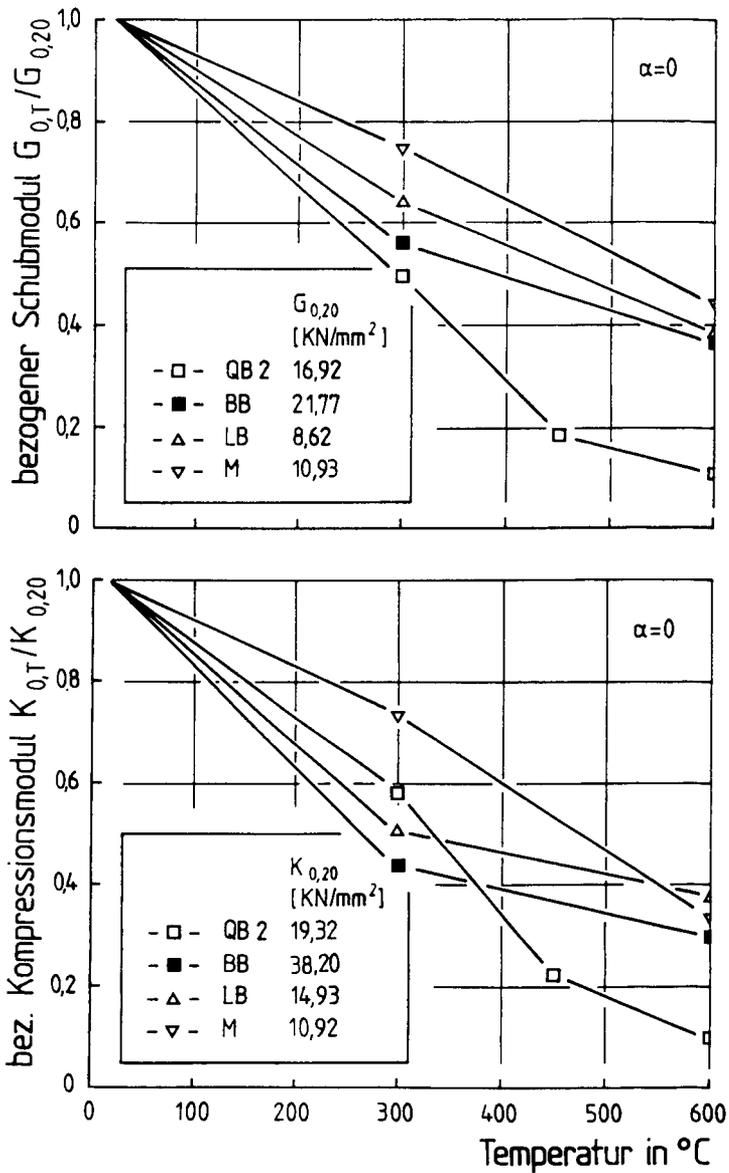


Bild 5.25: Auswirkung unterschiedlicher Zuschlagarten auf Kompressions- und Schubmodul in Abhängigkeit von der Temperatur

5.6.1.2 Einfluß des Zuschlag/Zement - Verhältnisses

Die beiden auf die Invarianten bezogenen Moduln sind für Quarzbetone mit unterschiedlichen Zuschlag/Zement - Verhältnissen in Bild 5.26 dargestellt. Zur besseren Vergleichbarkeit wurden die Werte jeweils auf die entsprechenden Ausgangsgrößen bei Raumtemperatur bezogen. Der 300 °C - Wert des bezogenen Schubmoduls nimmt deutlich mit dem Zuschlaggehalt zu, während für 600 °C kein Einfluß zu beobachten ist. Der Kompressionsmodul wird bei beiden Temperaturen kaum vom Zuschlaggehalt beeinflusst.

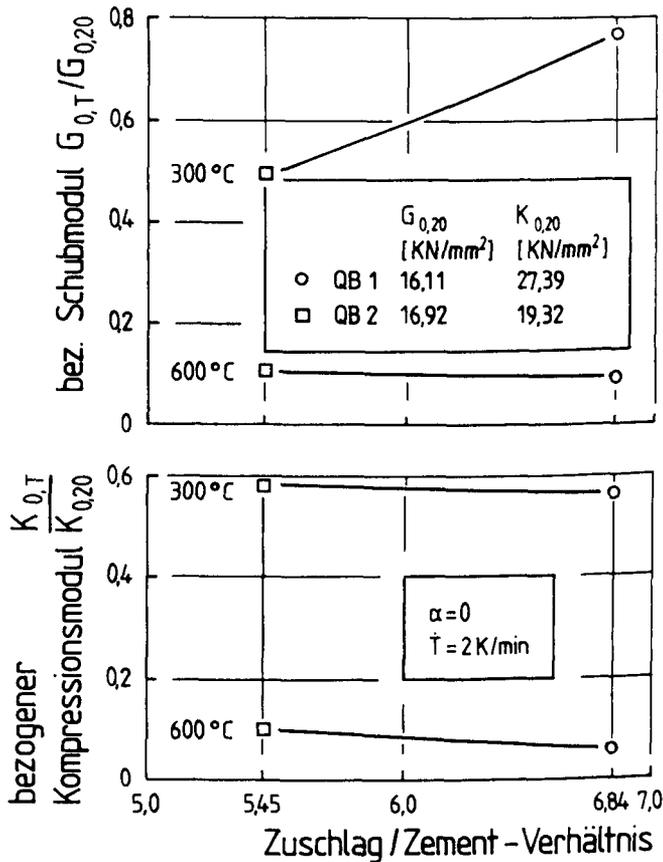


Bild 5.26: Einfluß des Zuschlag/Zement - Verhältnisses auf Kompressions- und Schubmodul bei verschiedenen Temperaturstufen

5.6.1.3 Einfluß des Wasserzementwerts

Bild 5.27 zeigt die bezogenen Kompressions- und Schubmoduln bei 300 °C und 600 °C für zwei Quarzbetone mit unterschiedlichen W/Z - Werten. Deutliche Einflüsse sind bei 300 °C zu erkennen. Der bezogene Schubmodul wird beim niedrigeren W/Z - Wert stärker gegenüber dem Ausgangswert bei 20 °C reduziert. Die Werte des Kompressionsmoduls werden dagegen bei 300 °C in anderer Weise vom Wasserzementwert beeinflusst. Der höhere W/Z - Wert ruft einen deutlich größeren Rückgang hervor. An den 600 °C - Werten ist kaum ein Unterschied durch den veränderten W/Z - Wert zu bemerken.

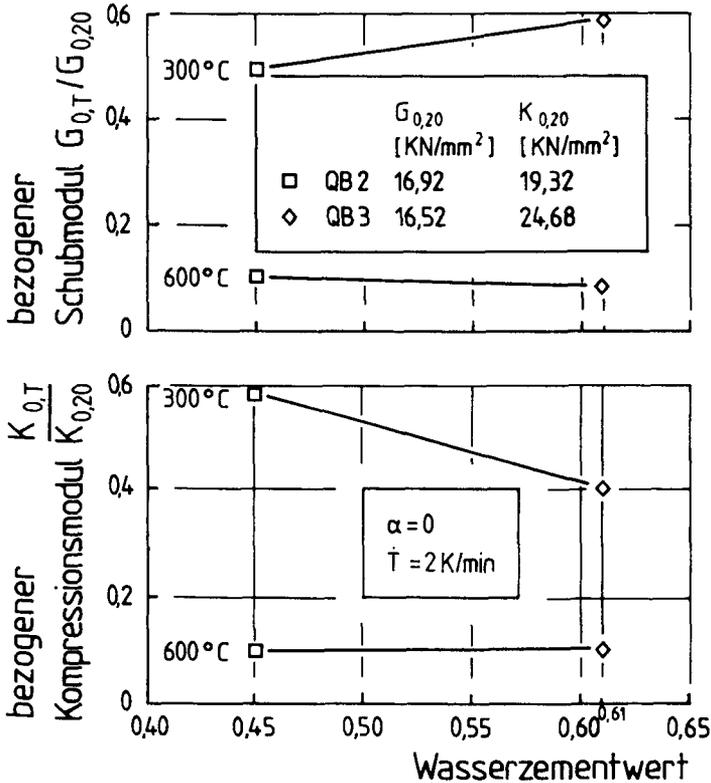


Bild 5.27: Einfluß des Wasserzementwerts auf Kompressions- und Schubmodul bei verschiedenen Temperaturstufen

5.6.1.4 Einfluß der Belastung während des Aufheizens

Versuche mit unterschiedlichen Belastungsgraden α während des Aufheizens wurden exemplarisch mit dem Beton QB2 bei einem Spannungsverhältnis $\kappa = 0,7$ durchgeführt. Bild 5.28 zeigt, wie sich die Höhe der Vorbelastung auf die bezogenen Kompressions- und Schubmodul auswirkt. Bei 300 °C nimmt der Schubmodul nahezu linear mit dem Belastungsgrad zu. Ein anderes Verhalten ist bei 600 °C zu beobachten. Der Schubmodulwert wird zunächst bis zu einem Belastungsgrad $\alpha = 0,15$ im gleichen Maße wie bei schon 300 °C angehoben. Eine weitere Steigerung des Belastungsgrades reduziert jedoch den bezogenen Schubmodul wieder. Dies deutet darauf hin, daß zwischen den beiden Belastungsstufen eine kritische Grenze liegt, nach deren Überschreiten die positive Wirkung der Vorbelastung sich allmählich umkehrt (vgl. Kap. 3.1.1.5 und 3.2.1.5).

Die Größe des bezogenen Kompressionsmoduls ist bei 300 °C nahezu unabhängig vom Belastungsgrad α . Augenfällig ist der Belastungseinfluß bei 600 °C. Während die Steifigkeit der unbelasteten Probe auf etwa ein Zehntel des Ausgangswerts abfällt, sind die Werte der belastet aufgeheizten Proben gegenüber den Werten bei 300 °C kaum abgesunken. Ein Unterschied besteht zwischen den Werten der beiden belasteten Proben nicht; ein kritischer Belastungsgrad ist demnach hier noch nicht überschritten.

5.6.1.5 Einfluß unterschiedlicher Spannungspfade

Die verschiedenen Spannungspfade unterscheiden sich in ihrer Wirkung auf Kompressions- und Schubmodul. Da beide Moduln als Ursprungsmoduln bestimmt werden, entspricht der "unsymmetrische" Spannungspfad zunächst einer proportionalen Belastung; die Ergebnisse stimmen konsequenterweise auch überein. Dagegen entspricht die Wirkung des "Sternpfads" auf die Kompressions- und Schubmoduln in etwa der des Belastungsgrades α . Aufgrund dieser Übereinstimmungen wird hier auf eine weitere Darstellung der Ergebnisse verzichtet.

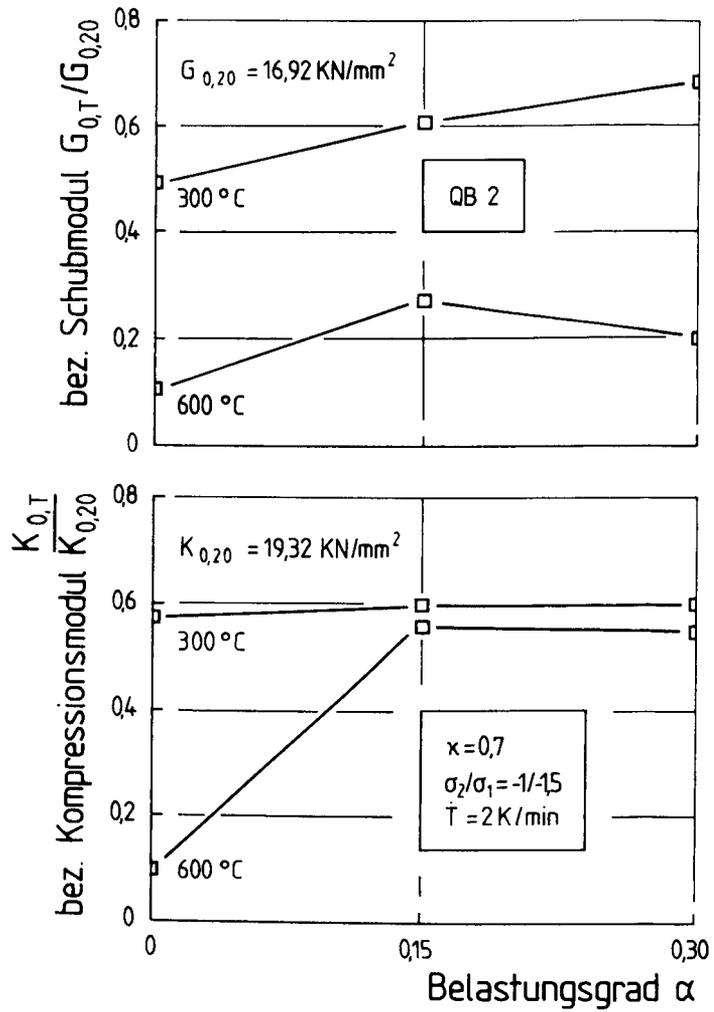


Bild 5.28: Einfluß des Belastungsgrades während des Aufheizens auf Kompressions- und Schubmodul bei 300 °C und 600 °C

5.6.2 Diskussion der Versuchsergebnisse zum Kompressions- und Schubmodul

5.6.2.1 Einfluß der Zuschlagart und des Größtkorndurchmessers

Kompressions- und Schubmodul nehmen bis 300 °C deutlich ab. Mit Ausnahme des Quarzbetons verlangsamt sich der Abfall der Steifigkeit bis 600 °C (Bild 5.25). Im Gegensatz zu E-Modul, Bruchdehnung und Querdehnzahl kommt bei den Kompressions- und Schubmoduln bereits bei 300 °C der Zuschlagart eine Bedeutung zu. Wie schon in den vorhergehenden Kapiteln ausgeführt wurde, unterscheidet sich die thermische Dehnung der Betone durch die verschiedenen Zuschläge bereits bei 300 °C. Diese Unterschiede sind vergleichsweise gering und bleiben u.a. bei der Bestimmung des E-Moduls ohne Einfluß. Hierbei kommt der Belastung wohl eine entscheidende Bedeutung zu. Der Elastizitätsmodul und die Querdehnzahl werden jeweils bei einer Belastung von $\frac{1}{3} f_{1,T}$, die Festigkeit und die Bruchdehnung erst beim Versagen bestimmt. Offenbar ist die mechanische Beanspruchung jeweils ausreichend, um den Einfluß der geringfügig abweichenden, thermisch induzierten Ribbildung zu überdecken. Da die Kompressions- und Schubmoduln als Ursprungsmoduln bestimmt werden, kann selbst die nur geringfügig unterschiedliche Ribbildung zum Tragen kommen und führt zum beobachteten Einfluß der Zuschlagart bei 300 °C. Bei 600 °C ist die Ribbildung so ausgeprägt, daß sich der Belastungseinfluß nicht mehr entscheidend auswirkt und Kompressions- als auch Schubmodul in gleicher Weise wie der E-Modul von der Zuschlagart beeinflusst werden. Ein vergleichbarer Einfluß der Belastung auf die Größe des E-Moduls wurde in Kap. 3.2.1.2 beschrieben.

Zwischen den Kompressions- und Schubmoduln des quarzitisches Mörtels und des Betons ist ein deutlicher Unterschied zu beobachten. Diesen Unterschied verursacht die Ribbildung beim Aufheizen, die ihrerseits deutlich vom Größtkorndurchmesser beeinflusst wird.

5.6.2.2 Einfluß der Betonzusammensetzung

Eine Veränderung des Zuschlaggehalts oder des Wasserzementwerts ruft bei 300 °C gegensätzliche Unterschiede bei den Kompressions- und Schubmoduln hervor, während bei 600 °C kein Einfluß zu erkennen ist. Mit den derzeit vorliegenden Strukturuntersuchungen können die Beobachtungen nicht erklärt werden.

5.6.2.3 Einfluß der Belastung während des Aufheizens

In den Versuchen wird der Rückgang der Kompressions- und Schubmoduln bei 300 °C durch eine Belastung während des Aufheizens geringfügig mit steigendem Belastungsgrad α gemindert. Bei 600 °C wirken sich die beiden Belastungsgrade in gleichem Maße aus (Bild 5.28). Durch die Belastung werden die thermisch induzierten Risse zumindest teilweise wieder geschlossen und so die Steifigkeit des Betons erhöht. Die Größe des Belastungseinflusses ist somit Ausdruck der reduzierten oder unterbundenen, thermisch induzierten Ribbildung.

5.6.3 Zusammenfassung

Kompressions- und Schubmodul nehmen mit steigender Temperatur ab. Als wesentliche Ursache ist die thermisch induzierte Ribbildung zu vermuten. Die Zuschlagart und der Größtkorndurchmesser üben bereits bei 300 °C einen deutlichen Einfluß aus, da die thermische Dehnungsdifferenz der Zuschläge zu unterschiedlichen Ribbreiten führen, die nicht durch mechanische Einflüsse ausgeglichen werden.

5.7 Thermische Dehnung

5.7.1 Darstellung der Versuchsergebnisse zur thermische Dehnung

5.7.1.1 Einfluß der Zuschlagart

Die thermische Dehnung des Betons wird i. w. von der verwendeten Zuschlagart und -menge bestimmt. Wie Bild 5.29 zeigt, treten die Dehnungsdifferenzen zwischen den Betonen infolge der unterschiedlichen Zuschlagarten mit steigender Temperatur immer deutlicher hervor. Der Verlauf der thermischen Dehnung ist für die drei Betone anfangs sehr ähnlich. Die Dehnungsunterschiede zwischen den Betonen vergrößern sich bis etwa 400 °C kontinuierlich mit steigender Temperatur. Oberhalb von 400 °C nimmt die thermische Dehnung des Quarzbetons nochmals markant zu, ein Effekt, der bei den anderen Betonen nicht zu beobachten ist. Ab etwa 600 °C verlangsamt sich der Anstieg der thermischen Deh-

nungen wieder, bis sich die Betone zwischen 700 °C und 750 °C kaum noch weiter ausdehnen.

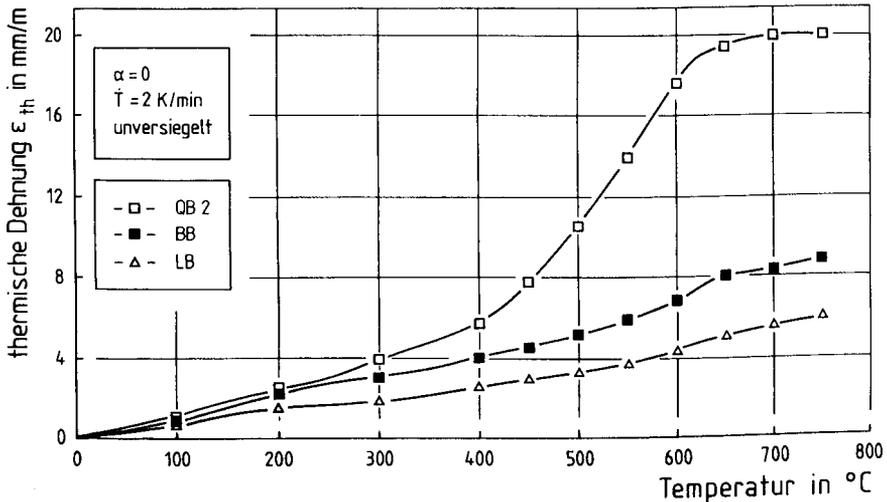


Bild 5.29: Auswirkung unterschiedlicher Zuschlagarten auf die thermische Dehnung des Betons

5.7.1.2 Einfluß der Betonzusammensetzung

Das Zuschlag/Zement - Verhältnis wirkt sich deutlich auf die Größe der thermischen Dehnung aus. In Bild 5.30 sind für ausgewählte Temperaturen die thermischen Dehnungen der quarzitäen Betone QB1 und QB2 bzw. des Mörtels M über dem Zuschlag/Zement - Verhältnis aufgetragen. Die Wahl dieser Temperaturen orientiert sich weitgehend an den Temperaturen, bei denen die isothermischen Bruchversuche durchgeführt wurden. Bis 150 °C ist kaum ein Einfluß festzustellen. Mit weiter steigender Temperatur macht sich ein höherer Zuschlaggehalt verstärkt bemerkbar und führt zu größeren Unterschieden zwischen den thermischen Dehnungen der Betone. Selbst bei dem besonders ausgeprägten Einfluß des Zuschlaggehalts oberhalb von 450 °C kann in erster Näherung ein linearer Zusammenhang zwischen Zuschlag/Zement - Verhältnis und der erreichten thermischen Dehnung hergestellt werden.

Der in Bild 5.30 mit aufgenommene Mörtel M unterscheidet sich von den beiden Quarzbetonen QB1 und QB2 nicht nur hinsichtlich des Zuschlaggehaltes, sondern auch durch den kleineren Größtkorndurchmesser $\max. d_K$. Dies könnte zu den oben angesprochenen Abweichungen vom linearen Zusammenhang zwischen dem Zuschlaggehalt und der thermischen Dehnung bei den höheren Temperaturstufen führen.

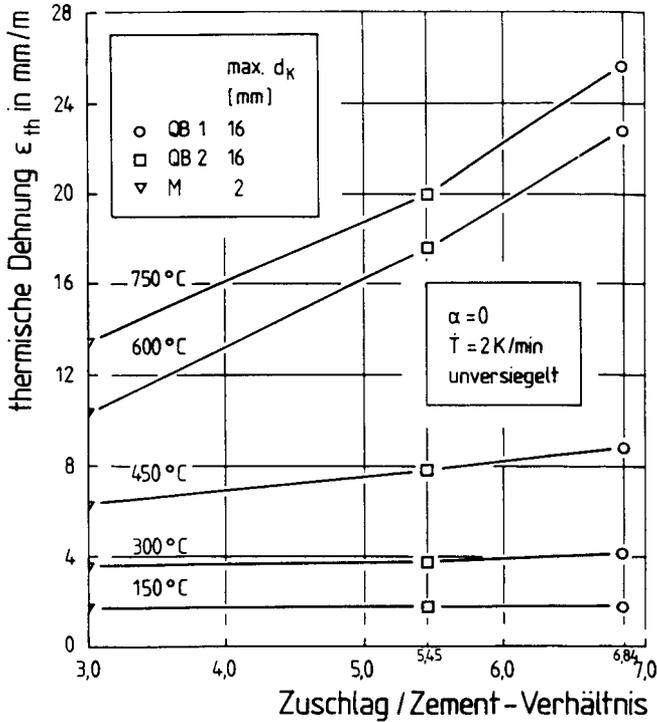


Bild 5.30: Mittelwerte der thermischen Dehnung bei verschiedenen Temperaturen in Abhängigkeit vom Zuschlag/Zement - Verhältnis

5.7.1.3 Einfluß des Wasserzementwerts

In Bild 5.31 sind für ausgewählte Temperaturen die thermischen Dehnungen der Betone QB2 und QB3 über dem W/Z - Wert aufgetragen. Der Zuschlaggehalt beider Betone stimmt nahezu überein. Die thermische Dehnung nimmt zwar mit dem Was-

serzementwert zu, doch bewegen sich die vorhandenen Unterschiede noch im Rahmen der Messwertstreuung und sind daher nicht signifikant (vgl. Kap. 5.10.2).

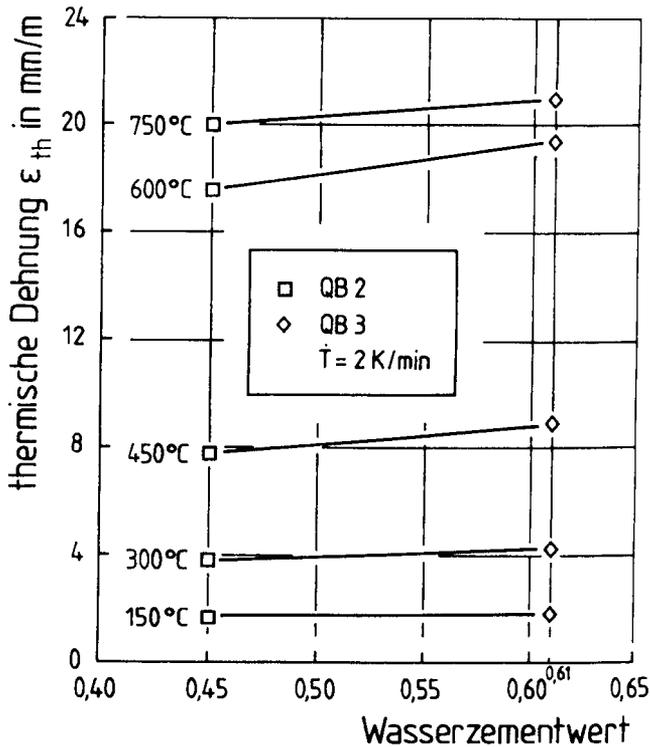


Bild 5.31: Mittelwerte der thermischen Dehnung bei verschiedenen Temperaturen in Abhängigkeit vom W/Z - Wert

5.7.2 Diskussion der Versuchsergebnisse zur thermischen Dehnung

5.7.2.1 Einfluß der Zuschlagart

Die Größe und die Differenz der thermischen Dehnung der Betone hängen deutlich von der thermischen Dehnung der Zuschlagart ab. Dieser Einfluß ist bekannt und muß daher nicht weiter diskutiert werden.

5.7.2.2 Einfluß des Zuschlag/Zement - Verhältnisses und des Größtkorndurchmessers

Neben der Zuschlagart bestimmt das Zuschlag/Zement - Verhältnis die thermische Dehnung. Die Auswertung der Versuche zeigt dabei, daß die Differenz der thermischen Dehnung zwischen Betonen mit unterschiedlichem Zuschlaggehalt mit der Temperatur ansteigen. Verschiedene Autoren haben Modelle entwickelt, mit denen die thermische Betondehnung aus den Dehnungen der Komponenten berechnet werden kann. In den einfachsten Modellen wird von einer unbehinderten Dehnung der Komponenten ausgegangen. Die Betondehnung setzt sich dabei additiv aus der thermischen Dehnung der Komponenten, multipliziert mit ihrem jeweiligen Volumenanteil zusammen:

$$\alpha_{T,b} \cdot V_b = \alpha_{T,z} \cdot V_z + \alpha_{T,g} \cdot V_g \quad . \quad (5.7)$$

mit

$\alpha_{T,b}$, V_b : Wärmedehnkoeffizient, Volumen des Betons

$\alpha_{T,z}$, V_z : Wärmedehnkoeffizient, Volumen des Zements

$\alpha_{T,g}$, V_g : Wärmedehnkoeffizient, Volumen des Zuschlags

Dougill /28/ berücksichtigt in seinem Ansatz, daß der zumeist steifere Zuschlag die zunächst größere Expansion des Zementsteins behindert und formulierte aufgrund seiner Beobachtungen folgenden Zusammenhang:

$$\alpha_{T,b} = \alpha_{T,g} + (\alpha_{T,z} - \alpha_{T,g}) \cdot \left(1 - \frac{V_g}{V_b}\right)^n \quad . \quad (5.8)$$

Detting /16/ bestimmt in umfangreichen Versuchen den Mittelwert des Exponenten in Gl. (5.8) zu $n = 1,5$. Weitere Modelle zum Vorherbestimmen der thermischen Betondehnung werden in /157/ beschrieben. Aus allen Modellen kann der beobachtete Einfluß des Zuschlaggehalts auf die Größe der thermischen Dehnung abgeleitet werden.

5.7.2.3 Einfluß des Größtkorndurchmessers

Die thermische Dehnung des Mörtels ist geringer als aufgrund des Zuschlaggehalts zu erwarten wäre. Dies könnte im wesentlichen auf die verminderte

Rißentstehung infolge des kleineren Größtkorndurchmessers zurückzuführen sein (vgl. Kap. 2.3). Eine mögliche Erklärung für die unterschiedliche Rißbildung kann mit Hilfe der Bruchmechanik gegeben werden: zum Entstehen eines Risses in der Matrix genügt es nicht, daß die thermisch induzierten Spannungen eine bestimmte Größe erreichen. Sie müssen außerdem eine ausreichende Verformungsenergie liefern, um eine neue Oberfläche zu schaffen /52/. Dies ist erst ab einem gewissen Mindestradius möglich, der auch als kritischer Radius bezeichnet wird. Aus diesen Betrachtungen wird gefolgert, daß Risse überwiegend von den Grobzuschlägen initiiert werden und im Mörtel bzw. der Mörtelmatrix von Beton nicht oder erst bei entsprechend höheren Temperaturen auftreten. Ziegeldorf et al. tragen dem Rechnung, indem sie die Wärmedehnzahl des Betons bis 180 °C nicht auf der Basis von Zuschlag und Zementstein, sondern in analoger Weise über die Wärmedehnzahl des Mörtels und des Grobzuschlags bestimmen /157/. Aufgrund des größeren Größtkorndurchmessers steigen die thermischen Dehnungen der Betone stärker an, als nach der Differenz der Zuschlaggehalte zu erwarten wäre.

5.7.3 Zusammenfassung

Die wesentlichen Einflußgrößen für die thermische Dehnung des Betons sind die Zuschlagart, der Zuschlaggehalt und der Größtkorndurchmesser. Der Wasserzementwert macht sich bei gleichem Zuschlaggehalt nicht signifikant bemerkbar. Die beobachteten Einflüsse können durch die bestehenden Modelle zutreffend beschrieben werden.

5.8 Transientes Kriechen

5.8.1 Darstellung der Versuchsergebnisse zum transienten Kriechen

Die Auswertung und Darstellung der transienten Kriechdehnung geschieht in den nachfolgenden Kapiteln zugleich für die Dehnungen der Hauptbelastungsachse ϵ_{1tr} und die Invarianten Kriechdehnungen γ_{otr} und ϵ_{otr} . Dadurch ist einerseits der direkte Vergleich mit den in Kapitel 3 wiedergegebenen Ergebnissen möglich, andererseits wird der Zusammenhang zu dem in Kapitel 6 auf der Basis von Dehnungsinvarianten beschriebenen Verformungsmodell gewährleistet. Die Dehnungsinvarianten werden mit Hilfe der Gln. (5.1) + (5.4) berechnet. Dabei

treten lediglich die transienten Kriechdehnungswerte an die Stelle der korrespondierenden elastischen Werte /71, 131/. In der nachfolgenden Diskussion der Ergebnisse muß beachtet werden, daß sich vielfach für die drei Dehnungen die Maßstäbe auf der Ordinate unterscheiden.

5.8.1.1 Einfluß der Zuschlagart und des Größtkorndurchmessers

Bild 5.32 gibt den Verlauf der transienten Kriechdehnungen für Betone mit den verschiedenen Zuschlagarten wieder. Die hier exemplarisch vorgestellten Ergebnisse stammen aus Versuchen mit einem Spannungsverhältnis $\kappa = 0,7$ und einem Belastungsgrad $\alpha = 0,3$. Die transienten Kriechdehnungen der Betone werden von der Zuschlagart bestimmt, wie dies auch bei der thermischen Dehnung der Fall ist (vgl. Bild 5.29). Sie sind bei Leicht- und Basaltbeton geringer als bei Quarzbeton. Den dargestellten transienten Kriechdehnungen ist ein zunächst geringes Anwachsen gemein, das dann oberhalb von etwa 400 °C je nach Zuschlag mehr oder minder stark zunimmt. Für den Leicht- und den Basaltbeton stimmen die Werte der transienten hydrostatischen Kriechdehnung ε_{0tr} nahezu überein, während sich für ε_{1tr} und γ_{0tr} alle Betone klar unterscheiden. Von der stetigen Zunahme der transienten Kriechdehnung mit der Temperatur weicht lediglich der ε_{0tr} - Verlauf des Quarzbetons QB2 ab, der bei 550 °C einen Wendepunkt aufweist.

In Übereinstimmung mit den aus der Literatur bekannten Beobachtungen (vgl. Kap. 3.3.2.3) ist für ε_{1tr} kein Einfluß der Feuchte festzustellen, der in variierenden Kriechdehnungsraten zwischen 100 °C und 250 °C zum Ausdruck käme. Anders verhält es sich offenbar bei den Invarianten der transienten Kriechdehnungen. Während sich bei γ_{0tr} die Feuchte nur durch veränderliche Kriechdehnungsraten bemerkbar macht, ist der Einfluß der Feuchte auf den Verlauf den hydrostatischen Anteil der transienten Kriechdehnung ε_{0tr} erheblich ausgeprägter. Zu Beginn des Aufheizens tritt hier zunächst bis etwa 50 °C eine Dilatanz auf; erst danach kommt es zu einer Kompression.

Für alle transienten Kriechdehnungen sind oberhalb von etwa 400 °C Dehnungsdifferenzen zwischen dem quarzitischem Mörtel M und dem quarzitischem Beton QB2 festzustellen, die jedoch geringer sind als die Abweichungen der transienten Kriechdehnungen infolge der verschiedenen Zuschlagarten.

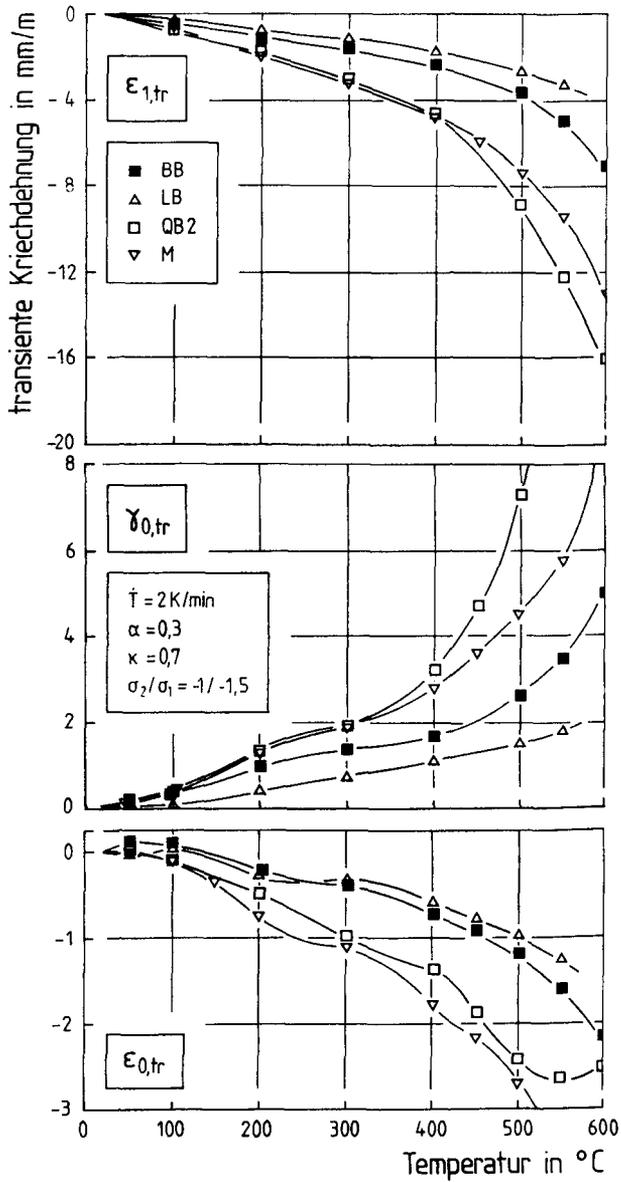


Bild 5.32: Einfluß von Zuschlagart und Größtkorndurchmesser auf die transienten Kriechdehnungen

Die Ergebnisse der einaxialen Versuche weichen von den eben beschriebenen Resultaten nicht grundsätzlich ab. Die mechanischen Einflüsse auf das transiente Kriechen werden in Kapitel 5.8.1.5 noch näher beschrieben, daher wird an dieser Stelle darauf verzichtet, die einaxialen Versuche gesondert darzustellen.

5.8.1.2 Einfluß des Zuschlag/Zement - Verhältnisses

Die transiente Kriechdehnung in der Hauptbelastungsachse ϵ_{1tr} nimmt mit sinkendem Zuschlag/Zement - Verhältnis zu. Dies gilt für ein- und biaxial belastete Proben in gleicher Weise. In Bild 5.33 sind die Kriechdehnungen für ausgewählte Temperaturen über dem Zuschlag/Zement - Verhältnis aufgetragen. Die Differenz zwischen den beiden untersuchten Zuschlaggehalten nimmt zunächst bis 450 °C zu. Die größeren Dehnungen unter biaxialer Belastung resultieren aus der effektiv höheren Gesamtbelastung (vgl. Kap. 5.8.1.5). Bei 600 °C ist der Unterschied infolge des Zuschlaggehalts unter einaxialer Belastung geringer, für die biaxial belasteten Proben führt der höhere Zuschlaggehalt sogar zu größeren transienten Kriechdehnungen.

Bild 5.34 zeigt den temperaturabhängigen Verlauf der mit Bild 5.33 korrespondierenden Invarianten der transienten Kriechdehnungen. Die im oberen Teil wiedergegebenen transienten Schubkriechdehnungen γ_{0tr} nehmen gleichmäßig mit steigender Temperatur zu. Der niedrigere Zuschlaggehalt führt unabhängig vom Spannungsverhältnis zu größeren Kriechdehnungswerten. Die durch den unterschiedlichen Zuschlaggehalt hervorgerufenen Differenzen wachsen bis 600 °C gleichmäßig mit steigender Temperatur an.

Ein abweichendes Bild bieten die transienten hydrostatischen Kriechdehnungen ϵ_{0tr} . Zu Beginn des Aufheizens wird - allerdings nur bei den biaxial belasteten Proben - wieder die zuvor schon beschriebene Dilatanz beobachtet; erst zwischen 50 °C und 100 °C kommt es zu einer Kompression. Bis 400 °C stimmt der Verlauf der Kurven mit den Erwartungen überein: der magerere Beton und die einaxial belasteten Proben weisen jeweils geringere Kriechdehnungswerte auf als der Beton mit dem niedrigeren Zuschlaggehalt, bzw. die biaxial belasteten Proben. Die Unterschiede infolge der differierenden Spannungsverhältnisse bleiben bis zum Ende der Versuche bei 600 °C bestehen. Ab 450 °C kehrt sich jedoch der Einfluß des Zuschlag/Zement - Verhältnisses um; die Kompres-

sion des mageren Betons steigt zunächst extrem an, während die Kriechdehnungskurven des zementreicheren Betons zum Teil bei dieser Temperatur bereits ein Minimum erreicht haben. Da auch die Verläufe der transienten Normalkriechdehnung des mageren Betons mit weiter steigender Temperatur Wendepunkte aufweisen, ist dort ebenfalls ein entsprechendes Minimum zu erwarten.

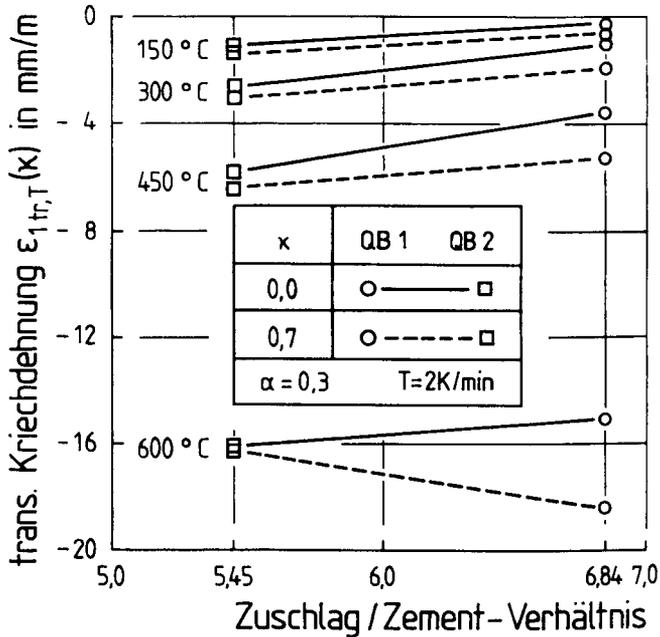


Bild 5.33: Einfluß des Zuschlag/Zement - Verhältnisses auf die transienten Kriechdehnungen in der Hauptbelastungsachse

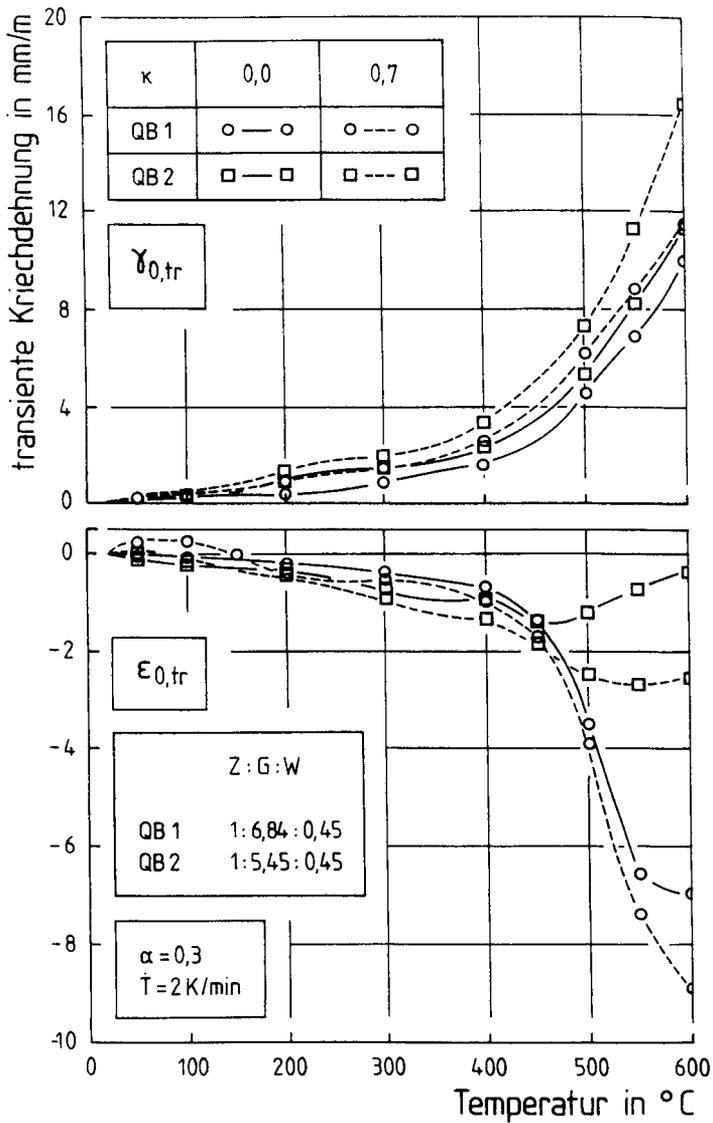


Bild 5.34: Verlauf der Invarianten der transienten Kriechdehnungen über der Temperatur für unterschiedliche Zuschlag/Zement - und verschiedene Spannungsverhältnisse

5.8.1.3 Einfluß des Wasserzementwerts

Die transiente Kriechdehnung $\varepsilon_{1tr}(\kappa)$ in der Hauptbelastungsachse wird durch unterschiedliche W/Z - Werte kaum beeinflusst; die Ergebnisse werden deshalb nur kurz beschrieben. Bis 450 °C führt ein niedrigerer W/Z - Wert zu geringfügig größeren transienten Kriechdehnungen. Bei 600 °C ist eher eine entgegengesetzte Tendenz zu erkennen.

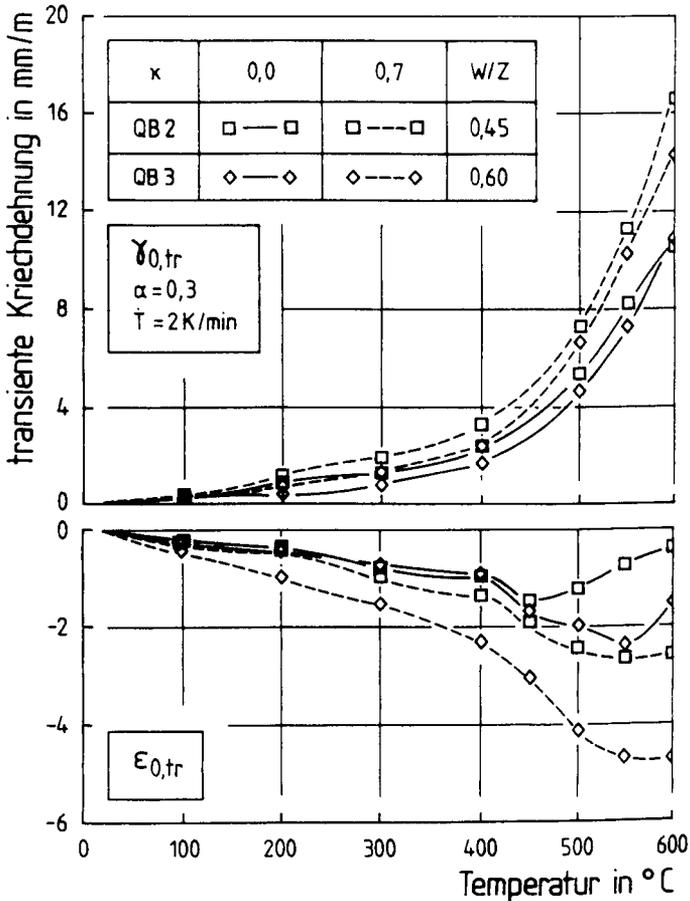


Bild 5.35: Verlauf der Invarianten der transienten Kriechdehnungen über der Temperatur für unterschiedliche Wasserzementwerte und verschiedene Spannungsverhältnisse

Ausgeprägtere Differenzen ruft ein unterschiedlicher W/Z - Wert bei den Invarianten der Kriechdehnungen, insbesondere bei ϵ_{0tr} , hervor. In Bild 5.35 sind die temperaturabhängigen Verläufe der hydrostatischen und deviatorischen Anteile der transienten Kriechdehnungen dargestellt. Die Kurven für $\gamma_{0tr}(\kappa)$ zeigen alle den gleichen Verlauf über der Temperatur. Der niedrigere W/Z - Wert führt jeweils zu etwas größeren transienten Kriechdehnungen. Gegenüber den einaxial belasteten Proben sind die Kriechdehnungswerte biaxial belasteter Proben etwas größer. Dieser Unterschied übertrifft mit steigender Temperatur den Einfluß des Wasserzementwerts.

Auch die im unteren Teil von Bild 5.35 abgebildeten transienten Kriechdehnungen $\epsilon_{0tr}(\kappa)$ werden in der bereits beschriebenen Weise vom W/Z - Wert beeinflusst: ein höherer W/Z - Wert ruft größere Kriechdehnungen hervor. Die Differenzen der Kriechdehnungen wachsen mit der Temperatur an und werden oberhalb von 450 °C noch ausgeprägter. Ähnlich wie ein größerer Zuschlaggehalt führt auch ein größerer Wasserzementwert dazu, daß das bereits beschriebene Maximum der transienten Normalkriechdehnungen im einaxialen Kriechversuch ϵ_{0tr} zu höheren Temperaturen verschoben wird. Den gleichen Effekt hat die biaxiale Belastung.

5.8.1.4 Einflüsse veränderter thermischer Randbedingungen

Während des Abkühlens werden die Dehnungen weder durch unterschiedliche Belastungsgrade noch durch verschiedene Spannungsverhältnisse eindeutig beeinflusst /107/. Die vorhandenen Differenzen gehen nur auf die unterschiedliche Kontraktion der Zuschläge zurück /59/. Auf eine Darstellung der Ergebnisse wird daher verzichtet.

5.8.1.5 Mechanische Einflüsse

Es ist allgemein anerkannt, daß das transiente Kriechen mit steigender Belastung zunimmt. Da in den vorangegangenen Kapiteln bereits gezeigt wurde, daß sowohl zwischen den transienten Kriechdehnungen γ_{0tr} und ϵ_{0tr} , als auch der transienten Kriechdehnung in der Hauptbelastungsachse ϵ_{itr} , zum Teil erhebliche Unterschiede bestehen, ist es naheliegend, den Einfluß der jeweils ursächlich verantwortlichen Kriechspannungen auf die resultierenden Kriechdehnungen getrennt zu untersuchen. Für die transienten Kriechdehnungen $\epsilon_{itr}(\kappa)$

müßte dazu bei mehraxialen Belastungen jeweils zusätzlich die Querdehnzahl bestimmt werden. Da deren Verlauf über der Temperatur veränderlich ist, käme ein weiterer Einfluß hinzu. Entschieden einfacher ist es, die Belastungsabhängigkeit über die Invarianten zu formulieren, die mit den Gln. (5.1) und (5.2) sofort angegeben werden können. Ein derartiger Zusammenhang beschreibt dann nicht nur den Einfluß des Belastungsgrades α , sondern erfaßt zugleich auch den Einfluß des Spannungsverhältnisses κ .

Gemäß der Gln. (5.3) und (5.4) rufen Normalspannungen Normaldehnungen und Schubspannungen Schubdehnungen hervor. Dies gilt strenggenommen nur für elastisches Werkstoffverhalten, stellt aber z. B. auch für stationäre Kriechversuche bei Raumtemperatur eine brauchbare Näherung dar [71]. Überträgt man dies auf den Fall anisothermischer Kriechversuche, kommt man zu den nachfolgend diskutierten Zusammenhängen.

Bild 5.36 zeigt für vier Temperaturen die Abhängigkeit der transienten deviatorischen Kriechdehnung $\gamma_{otr}(\kappa)$ des Betons QB2 von der bezogenen Schubspannung τ_0/f_1 für alle untersuchten Kombinationen aus Belastungsgrad α und Spannungsverhältnis κ . Im untersuchten Temperaturbereich ist zumindest bis zu einer bezogenen Spannung von 0,4 τ_0/f_1 von einem linearen Zusammenhang zwischen γ_{otr} und τ_0 auszugehen, wie die eingetragenen Geraden zeigen.

Die Größe der hydrostatischen Kriechdehnungen $\epsilon_{otr}(\kappa)$ hängt für den gesamten Temperaturbereich nichtlinear vom Belastungsgrad $\alpha(\sigma_0) = \sigma_0/f_1$ ab, der in diesem Fall über die Normalspannung ausgedrückt wird. Wie aus den in Bild 5.37 über dem Belastungsgrad aufgetragenen ϵ_{otr} - Werten des Betons QB2 für verschiedene Temperaturstufen und den entsprechenden Ausgleichskurven zu ersehen ist, nimmt der Grad der Nichtlinearität mit steigender Temperatur zu. Wie schon beim Zusammenhang zwischen γ_{otr} und τ_0 ist es auch hier unerheblich, ob eine größere Normalspannung aus einem größeren Belastungsgrad $\alpha(\sigma_0)$ oder aus einem unterschiedlichen Spannungsverhältnis resultiert. Dieses Verhalten ändert sich auch bei höheren Temperaturen nicht, so daß auf die Darstellung der 600 °C - Werte verzichtet wurde, um die Ergebnisse der niedrigeren Temperaturstufen vernünftig wiedergeben zu können. Die Resultate mit den anderen Betonen bestätigen die am Beispiel des Betons QB2 beschriebenen Belastungseinflüsse.

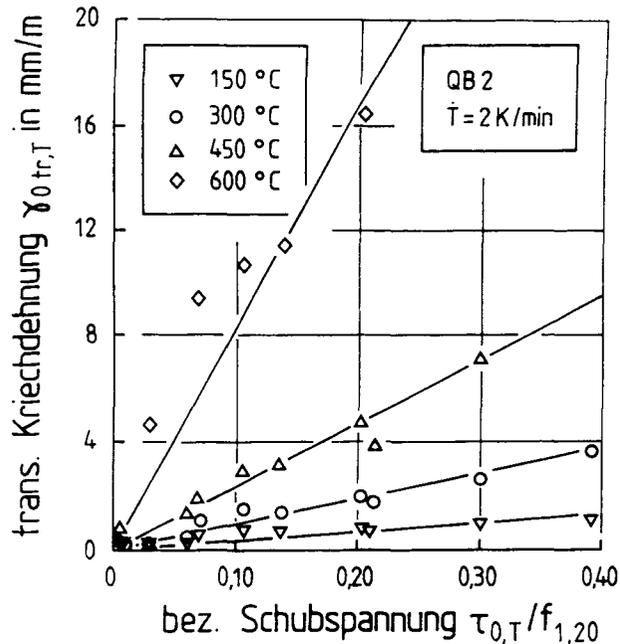


Bild 5.36: Zusammenhang zwischen der transienten deviatorischen Kriechdehnung und der Höhe der bezogenen Schubspannung für ausgewählte Temperaturen

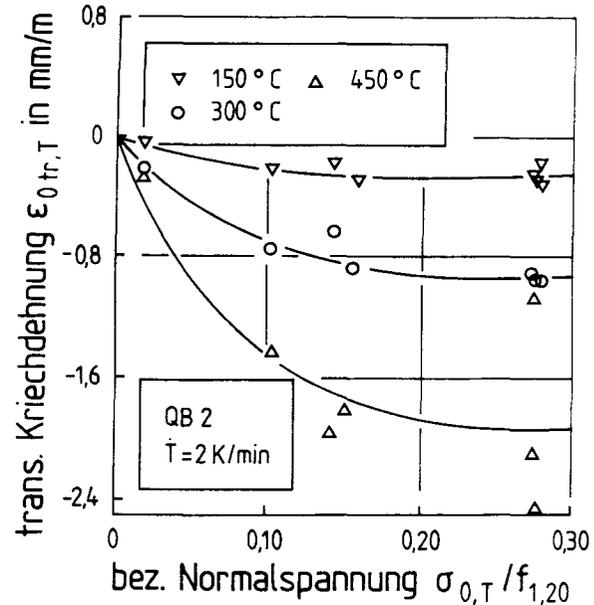


Bild 5.37: Zusammenhang zwischen der transienten hydrostatischen Kriechdehnung und der Höhe der bezogenen Normalspannung für ausgewählte Temperaturen

5.8.2 Diskussion der Versuchsergebnisse zum transienten Kriechen

5.8.2.1 Einfluß der Zuschlagart und des Größtkorndurchmessers

Das transiente Kriechen wird in weiten Bereichen vornehmlich durch Mechanismen bestimmt, die im Zementstein ablaufen. Diese Vorgänge wurden bereits in der Diskussion der Hochtemperaturfestigkeit (Kap. 5.2.2) aufgeführt und müssen daher an dieser Stelle nicht erneut aufgezählt werden.

Im Gegensatz zur transienten Kriechdehnung in der Hauptbelastungsachse ϵ_{1tr} , nehmen die transienten Kriechdehnungen ϵ_{0tr} und γ_{0tr} im Temperaturbereich bis etwa 300 °C mit veränderlichen Kriechraten zu. Die Übereinstimmung der Veränderungen im Verlauf der Kriechdehnungskurven mit den Gewichtsveränderungen beim Aufheizen (vgl. Bild 2.1) spricht dafür, daß die Veränderung durch das Verdampfen der Betonfeuchte hervorgerufen wird. Da dieser Einfluß nur bei den Invarianten der Kriechdehnungen festzustellen ist, ist anzunehmen, daß er sich nur auf Kriechdehnungen in unbelasteten Achsen auswirkt.

Die unterhalb von 100 °C zum Teil zu beobachtende Dilatanz bei der transienten hydrostatischen Kriechdehnung ϵ_{0tr} könnte eine Folge der unter der Kriechspannung etwas zusammengedrückten Schwindrisse sein. Dadurch würde das Verdunsten des Porenwassers im Vergleich zum unbelasteten Beton stärker behindert. Dies könnte dann mit steigender Temperatur einen größeren Feuchtegehalt im Inneren der mechanisch belasteten Proben zur Folge haben. Die Expansion wäre demnach auf die thermische Dehnung des größeren Wasservolumens zurückzuführen. Für diese Hypothese spricht, daß diese vergleichsweise geringe Expansion mit steigendem Belastungsgrad deutlicher hervortritt. Ferner zeigen Leichtbeton mit seinem porösen Zuschlag und ebenso Quarzbeton mit einem höherem W/Z - Wert und einer dadurch erhöhten Kapillarporosität keine Expansion. Im letztgenannten Fall wird die Wirkung der erhöhten Kapillarporosität noch durch einen anderen Einfluß unterstützt. Für den hier vorliegenden Feuchtegehalt der Proben ist auch die scheinbare Wärmedehnung des Zementsteins bei größeren Wasserzementwerten geringer /16/. Dadurch werden die thermische Inkompatibilität und die Mikrorißbildung im Beton gefördert und der Dampfttransport verbessert /7/. Oberhalb von 100 °C ist der Dampfdruck soweit angestiegen, daß die Feuchte auch aus dem belasteten Beton rasch entweichen kann.

Der weitere Verlauf des transienten Kriechens wird bis 250 °C durch die Austrocknung und Dehydratation des Zementsteins geprägt. Die Zuschlagart macht sich nicht entscheidend bemerkbar. In der daran anschließenden Phase bis 450 °C zeigt lediglich Quarzbeton ein abweichendes Verhalten. Khoury /56/ führt die trotz unterschiedlicher Zuschläge weitgehend übereinstimmende transiente Kriechdehnung auf das Kriechvermögen des Zementsteins zurück. Dadurch werden thermisch induzierte Gefügespannungen soweit abgebaut, daß kaum Risse entstehen. Allerdings ist diese Fähigkeit vermutlich begrenzt, wie die Ergebnisse der Quarzbetone zeigen.

Die wachsenden Unterschiede der thermischen Betondehnung infolge der verschiedenen Zuschlagarten führen zusammen mit der Portlanditzerersetzung oberhalb von 450 °C sowohl zu größeren Kriechgeschwindigkeiten als auch zu größeren Abweichungen zwischen der transienten Kriechdehnung der einzelnen Betone. Die vermehrte Ribbildung führt bei den Quarzbetonen dazu, daß die transiente hydrostatische Kriechdehnung ϵ_{otr} einen Minimalwert erreicht. Danach wachsen die Risse im Gefüge verstärkt an. Der Zusammenhalt des Quarzbetons geht zunehmend verloren und die Proben verhalten sich unter Belastung wie ein Haufwerk /113/.

Die Kriechdehnungsdifferenzen zwischen quarzitischem Mörtel und Beton können nicht auf das unterschiedliche Zuschlag/Zement - Verhältnis zurückgeführt werden. Ansonsten müßte der Mörtel aufgrund seines höheren Zementgehaltes die größere transiente Kriechdehnung erfahren (vgl. Bild 5.33). Sie ist wohl dem Einfluß des unterschiedlichen Größtkorndurchmessers zuzuschreiben. Der kleinere Größtkorndurchmesser des quarzitisches Mörtels verursacht eine geringere Ribbildung im Vergleich zum Quarzbeton, die dann wiederum zu einer geringeren transienten Kriechdehnung des Mörtels führt.

5.8.2.2 Einfluß des Zuschlag/Zement - Verhältnisses und des Wasserzementwerts

Bis zum Zerfall des Portlandits wird mit steigendem Zuschlaggehalt die Kriechdehnung reduziert. Danach macht sich der Zuschlaggehalt zum Teil in gegensätzlicher Weise bemerkbar. Bis zum Portlanditzerfall bestimmt die Zunahme der Gesamtporosität im Zuge der Dehydratation das transiente Kriechen. Dabei wird die Zementsteinstruktur noch nicht zerstört. Da transientes Kriechen nur

beim Zementstein, nicht aber beim Zuschlag auftritt, wird die transiente Kriechdehnung des Betons mit steigendem Zuschlaggehalt kleiner. Der Einfluß des Zuschlaggehalts kehrt sich um, sobald größere Differenzen der thermischen Dehnung dieser Betone festzustellen sind.

5.8.2.3 Mechanische Einflüsse

Die transienten Kriechdehnungen nehmen mit steigender Belastung zu. Abweichungen zwischen den verschiedenen Betonen treten folgerichtig unter einer höheren Belastung bereits bei niedrigeren Temperaturen auf.

In den Versuchen konnte ein Zusammenhang zwischen dem Belastungsgrad während der Aufheizphase, ausgedrückt über die bezogenen Spannungen σ_0/f_1 und τ_0/f_1 , und der Größe der betreffenden transienten Kriechdehnung hergestellt werden. Durch die Formulierung der Belastung über die Schub- und die Normalspannungen ist kein direkter Einfluß des Spannungsverhältnisses mehr offenbar. Diese Beobachtung deckt sich mit Ergebnissen von Strukturuntersuchungen. Aufgrund ihrer Ergebnisse vermuten Rostásy et al. /378/, daß die im Beton durch die Belastung primär entstehende interne Spannungsverteilung vom Zementstein durch transientes Kriechen umverteilt wird; sie verliert dabei ihre räumliche Orientierung. Unabhängig vom Spannungsverhältnis wird so die thermische Ribbildung gleichmäßig in allen Achsen beeinflußt; Unterschiede resultieren ausschließlich aus der Höhe der Gesamtbelastung.

Die Zunahme der transienten Kriechdehnung ε_{0tr} wird mit steigendem Belastungsgrad $\alpha(\sigma_0)$ immer geringer. Dies deutet darauf hin, daß die Belastung strukturelle Veränderungen auslöst. Von vergleichbaren Beobachtungen wird sowohl für transientes Kriechen /58/, als auch für stationäres Kriechen bei hohen Temperaturen berichtet /78/. Der beobachtete Verlauf von ε_{0tr} könnte folgende Ursachen haben: Unter niedrigen Belastungsgraden werden zunächst thermisch induzierte Risse geschlossen, bzw. die Ribentstehung unterdrückt. Mit weiter steigendem Belastungsgrad wird dann der Beton stärker zusammengedrückt. Für vergleichbare Dehnungen sind im zweiten Fall größere Spannungsdifferenzen erforderlich. Unterstellt man einen fließenden Übergang zwischen beiden Vorgängen, dann ergibt sich eine gute Übereinstimmung mit den Beobachtungen. Diese hier vorgenommene Unterteilung für den Einfluß des Belastungsgrades erscheint zunächst recht willkürlich. Sie schließt sich jedoch an die Beobachtungen von

Kordina et al. /66/ an, die eine vergleichbare Unterteilung mit Hilfe der SEA feststellen. Auch die bereits zitierten Strukturuntersuchungen von Rostásy et al. /105/ belegen diese Interpretation.

5.8.3 Zusammenfassung

Die transiente Kriechdehnung wird von der Zuschlagart, dem Zuschlaggehalt, dem Wasserzementwert und dem Größtkorndurchmesser bereits mit Beginn des Aufheizens beeinflusst, größere Unterschiede und zum Teil eine veränderte Einflußrichtung treten mit der Portlandzersetzung zutage. Die Unterschiede zwischen den transienten Kriechdehnungen in ein- und biaxialen Versuchen können allein auf den unterschiedlichen Belastungsgrad zurückgeführt werden, wenn die Belastung und die transienten Kriechdehnungen über die Invarianten formuliert wird. Das Spannungsverhältnis ist dann ohne Bedeutung. Derzeit liegt noch kein Ansatz vor, der die verschiedenen Einflüsse quantitativ erfaßt.

5.9 Zwängung

5.9.1 Darstellung der Versuchsergebnisse zur Zwängung

In Kapitel 3.4 wurde auf den Zusammenhang zwischen der thermischen Dehnung, dem transienten Kriechen und den durch eine vollständige Dehnungsbehinderung beim Aufheizen entstehenden anisothermischen Zwangsspannungen hingewiesen. Da beim transienten Kriechen und der transienten Zwängung ursächlich die gleichen Mechanismen wirken, werden nachfolgend die Ergebnisse zur anisothermischen Betonzwängung nur knapp präsentiert. Insbesondere wird weitgehend auf eine Wiedergabe der Dehnungen in den nicht belasteten Achsen verzichtet; die entsprechenden $\epsilon_1 - T$ - Kurven enthält /138/.

5.9.1.1 Einfluß der Zuschlagart

Die in Bild 5.38 exemplarisch dargestellten Versuche wurden bei Raumtemperatur mit $\alpha_0 = 0,3$ bei einem Spannungsverhältnis $\kappa_0 = 0,7$ belastet. Dann erfolgt das Aufheizen. Zunächst steigen die Zwangsspannungen aller Betone schnell an.

Die Größe der auf die Ausgangsfestigkeit bezogenen Spannungsmaxima steht diametral zur Größe der thermischen Dehnungen und belegt so die Bedeutung der transienten Kriechdehnung für die Spannungumlagerung, auf die noch nachfolgend eingegangen wird. Die Zuschlagart wirkt sich im Verlauf des weiteren Temperaturanstieges sowohl auf die Lage der Spannungsextrema, als auch auf die Größe der Spannungen aus. Besonders ein beschleunigter Anstieg der thermischen Dehnung führt oberhalb von 250 °C zusammen mit dem nun abgeklungenen Feuchteeinfluß zum zweiten Spannungsmaximum bei den beiden Normalbetonen.

Bild 5.39 zeigt den Verlauf der Invarianten der transienten Kriechdehnungen, wie sie sich in den zuvor beschriebenen Versuchen eingestellt haben, ergänzt durch die Ergebnisse des Mörtels M. Die Kurven differieren zum Teil erheblich von den in Bild 5.32 vorgestellten transienten hydrostatischen und deviatorischen Kriechdehnungsanteilen unter konstanter Belastung. Durch die hohen Spannungen gleich zu Beginn des Zwängungsversuchs wachsen die Kriechdehnungen stärker als im entsprechenden anisothermischen Kriechversuch an. Ein deutlicher Rückgang der Kriechrate ist zwischen 200 °C und 300 °C nur für den Leichtbeton zu beobachten. Besonders augenfällig ist der Unterschied zwischen den Kriechdehnungen im Kriech- und denen im Zwängungsversuch am Beispiel des ϵ_{Otr} - Verlaufs des Quarzbetons QB2 abzulesen. Bereits ab 400 °C beginnt die Volumenkompression in eine Dilatation überzugehen, während dieses Verhalten unter einer konstanten Spannung erst bei höheren Temperaturen auftritt. Nicht ganz so deutlich sind die Abweichungen für die anderen Dehnungsverläufe. Einaxiale Zwängungsversuche liefern vergleichbare Ergebnisse und werden deshalb an dieser Stelle nicht gesondert beschrieben.

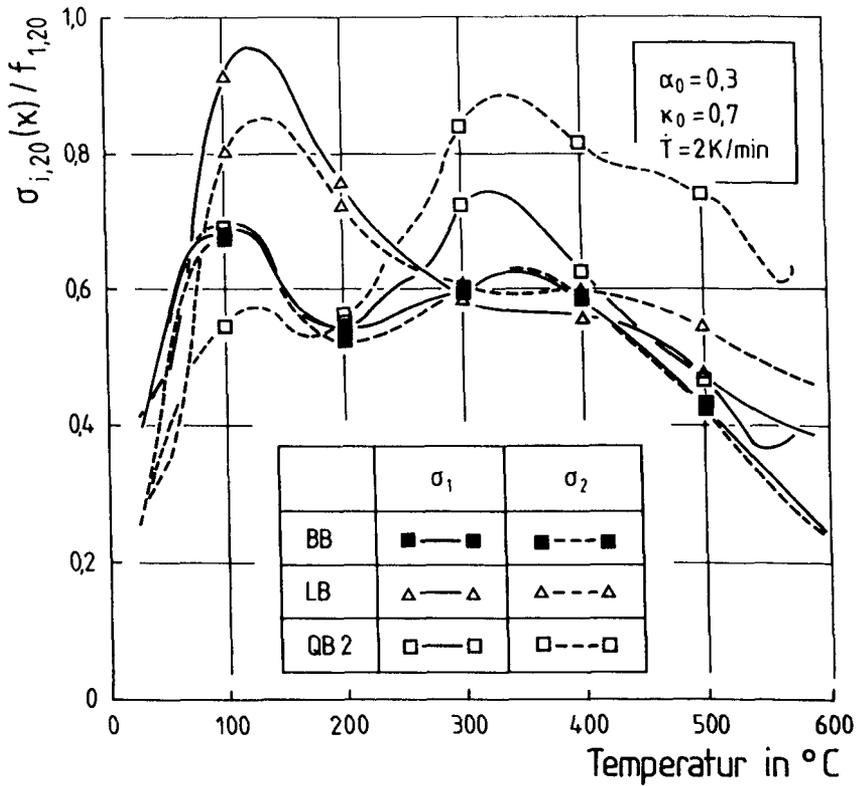


Bild 5.38: Einfluß der Zuschlagart auf den Verlauf der Zwangsspannungen in den Belastungsachsen über der Temperatur

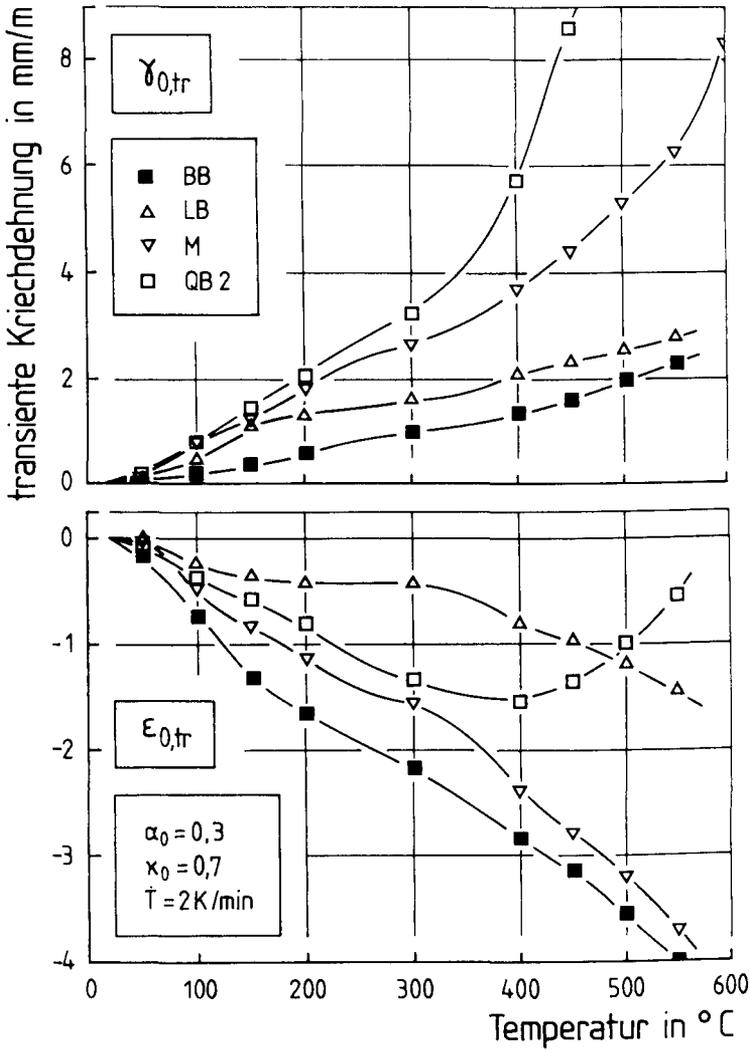


Bild 5.39: Einfluß der Zuschlagart auf den Verlauf der Invarianten der transienten Kriechdehnungen $\gamma_{0,tr}$ und $\epsilon_{0,tr}$ im Zwängungsversuch über der Temperatur

5.9.1.2 Einfluß des Zuschlag/Zement - Verhältnisses

Mit steigendem Zementgehalt nimmt die Fähigkeit des Betons zu, Spannungen durch transientes Kriechen abzubauen. Gleichzeitig ist bei einem höheren Zementgehalt die thermische Dehnung geringer (vgl. Bild 5.30). Beide Effekte lassen daher eine niedrigere Zwangspannung für einen Beton mit geringerem Zuschlaggehalt erwarten. Gegenläufig wirkt sich allerdings beim zuschlagreichen Beton aus, daß die höhere Zwangspannung das transiente Kriechen verstärkt. Die verschiedenen Mechanismen überlagern sich. Die Unterschiede zwischen Betonen mit unterschiedlichem Zuschlag/Zement - Verhältnis fallen daher nicht in allen Versuchen so deutlich aus, wie dies durch die Zwangspannungsverläufe biaxial belasteter Proben ($\alpha_0 = 0,3$; $\kappa_0 = 0,7$) in Bild 5.40 gezeigt wird (vgl. /138/). Dort bleiben die Differenzen der Zwangspannungen bis zum Versagen des Betons QB1 erhalten.

Der zu Beginn nur geringe Unterschied zwischen dem Beton QB2 auf der einen Seite und dem außerdem in Bild 5.40 mit abgebildetem Zwangspannungsverlauf des Mörtels M auf der anderen Seite ist neben den oben bereits angeführten Mechanismen zusätzlich noch auf den kleineren Größtkorndurchmesser des Mörtels zurückzuführen. Erst bei höheren Temperaturen spiegelt sich die Differenz der thermischen Dehnung auch in abweichenden Zwangspannungen wider.

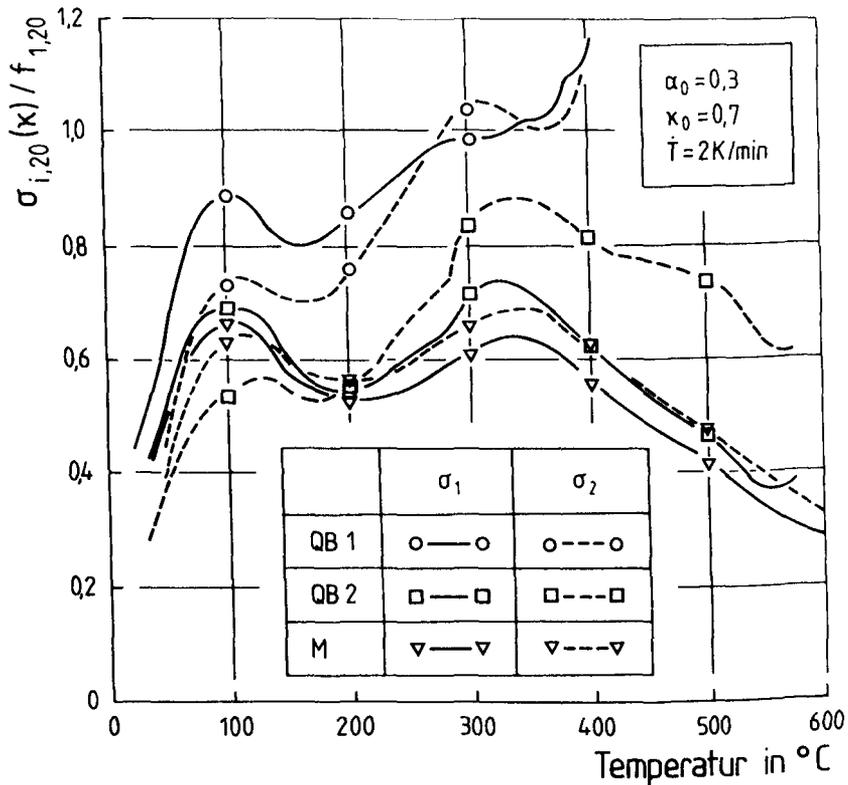


Bild 5.40: Einfluß des Zuschlag/Zement - Verhältnisses und des Größtkorndurchmessers auf die temperaturabhängige Entwicklung der Zwangsspannungen in den Belastungsachsen

5.9.1.3 Einfluß des Wasserzementwerts

Wie Bild 5.41 am Beispiel biaxial belasteter Proben ($\alpha_0 = 0,3$; $\kappa_0 = 0,7$) zeigt, führt ein höherer W/Z - Wert bereits unterhalb von 100 °C zu größeren Zwangsspannungen. Die entstandene Differenz der Zwangsspannungen bleibt im vorliegenden Fall im gesamten Temperaturbereich erhalten. In beiden Fällen ist die Zwangsspannung in der Hauptbelastungsachse $\sigma_1(\kappa)$ bis etwa 180 °C größer.

Mit weiter steigender Temperatur wird sie deutlich von der Zwangspannung in der zweiten Belastungsachse übertroffen.

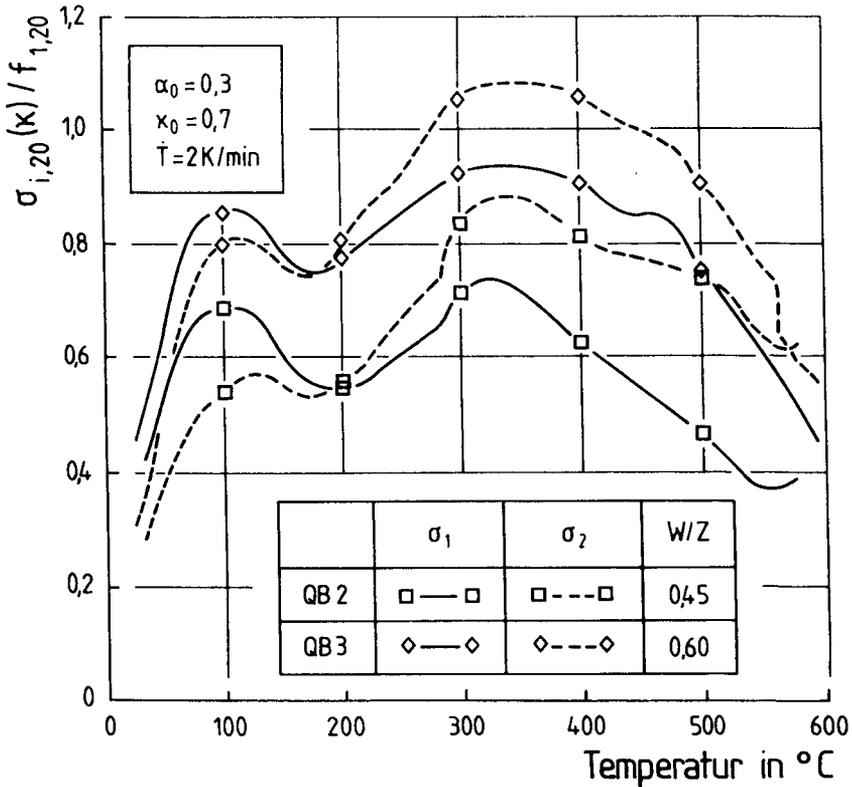


Bild 5.41: Einfluß des Wasserzementwerts auf die temperaturabhängige Entwicklung der Zwangspannungen in den Belastungsachsen

Bei niedriger belasteten Proben ($\alpha_0 = 0,15$; $\kappa_0 = 0,7$) bleiben die aus dem unterschiedlichen W/Z - Wert resultierenden Spannungsdifferenzen nur bis etwa 400 °C erhalten (siehe /138/). Mit weiter steigender Temperatur kehren sich die Verhältnisse um. Unabhängig vom W/Z - Wert gleichen sich hier die Zwangspannungen in den Belastungsachsen jeweils bereits kurz nach Versuchsbeginn einander an. Beim weiteren Aufheizen treten zwar noch geringe Unterschiede auf, sie lassen aber keinen systematischen Einfluß erkennen.

5.9.1.4 Mechanische Einflüsse

Ein unterschiedlicher **Belastungsgrad** α_0 zu Beginn der Zwängung führt zum Teil zu differierenden Zwangsspannungen im Verlauf der Temperaturerhöhung. Dabei können die Effekte folgendermaßen variieren: Bei Leichtbeton verursacht die höhere Ausgangsbelastung zunächst größere Zwangsspannungen im Bereich unterhalb von 160 °C, dieser Spannungsunterschied geht mit steigender Temperatur zunehmend verloren. Zunächst ebenfalls voneinander abweichende Zwangsspannungen sind beim Quarzbeton QB1 und beim Mörtel M zu beobachten. Allerdings fällt der Zwangsspannungsverlauf der anfangs höher belasteten Probe mit der Temperatur stärker ab und verläuft auf einem niedrigeren Niveau, als bei der zunächst weniger gezwängten Probe. Diese Änderung erfolgt etwa bei 400 °C. Ein übereinstimmender Verlauf der Zwangsspannungen bereits kurz nach Beginn des Versuchs ist beim Basaltbeton BB sowie den Quarzbetonen QB2 und QB3 festzustellen. Da die Darstellung der Zwangversuche in /138/ getrennt nach dem Spannungsverhältnis erfolgt, sind dort für alle Betone die verschiedenen Belastungsgrade bereits jeweils in den einzelnen Bildern zusammengefaßt. Auf eine gesonderte Wiedergabe wird daher an dieser Stelle verzichtet.

Das **Spannungsverhältnis** κ_0 wirkt sich auf den prinzipiellen Verlauf der Zwangsspannungen nicht aus. Dies wird besonders offensichtlich, wenn die Zwangsspannungen nicht auf die einaxiale Festigkeit bei Raumtemperatur $f_{1,20}$ bezogen werden, sondern auf die jeweils zum Spannungsverhältnis κ_0 gehörende Festigkeit bei Raumtemperatur $f_{1,20}(\kappa_0)$. Diese Normierung gleicht den bei gleichem Belastungsgrad $\alpha_0(\kappa_0)$ vorhandenen Spannungsunterschied zwischen ein- und biaxial belasteten Proben aus (vgl. Bild 3.31). Die Kurven in Bild 5.42 bestätigen dies am Beispiel von Mörtelproben.

Die sich im Laufe des Versuchs verändernden Zwangsspannungen wirken sich auch auf die zugehörigen Dehnungen aus. Dies wird anhand der in Bild 5.43 wiedergegebenen Schubkriechdehnungen γ_{0tr} aller Kriech- und Zwangversuche mit dem Mörtel M deutlich. Die in das Bild mit aufgenommenen Geraden wurden über lineare Regression nur mit den Werten der Kriechversuche für die einzelnen Temperaturen berechnet. Lediglich für 300 °C hängen die γ_{0tr} - Werte aus Kriech- und Zwängungsversuch nahezu in gleicher Weise vom aktuellen Schubbelastungsgrad $\alpha(\tau_0) = \tau_0/f_1$ ab; für diese Temperatur steigt in den Zwangversuchen der Verlauf der Zwangsspannungen an (vgl. Bild 5.42). Dagegen sind die γ_{0tr} - Werte aus den Zwängungsversuchen für die anderen wiedergegebenen Temperaturen

größer. In diesen Fällen gehen die Zwangspannungen jeweils zurück, die Proben werden also quasi entlastet. Die Unterschiede werden umso ausgeprägter, je höher die bereits erreichte Temperatur und je größer die Entlastung im Vergleich zum vorhergehenden Zwangspannungsmaximum ist. Die hier vorgestellten Beobachtungen treffen ebenso auf den Zusammenhang zwischen ϵ_{0tr} und σ_0/f_1 sowie ϵ_{1tr} und σ_1/f_1 zu und sind entsprechend bei den anderen untersuchten Betonen zu beobachten.

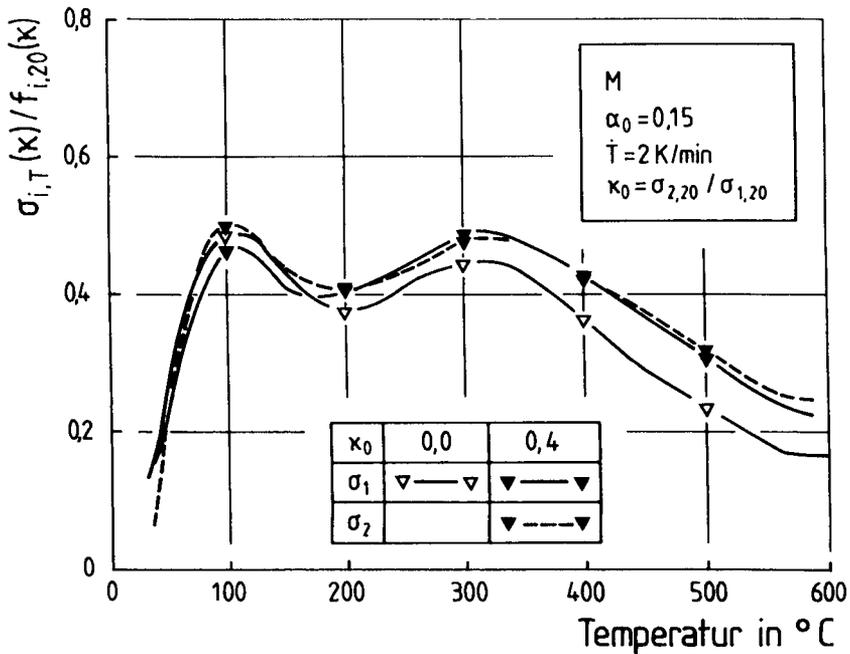


Bild 5.42: Einfluß des Spannungsverhältnisses auf die temperaturabhängige Entwicklung der Zwangspannungen in den Belastungsachsen

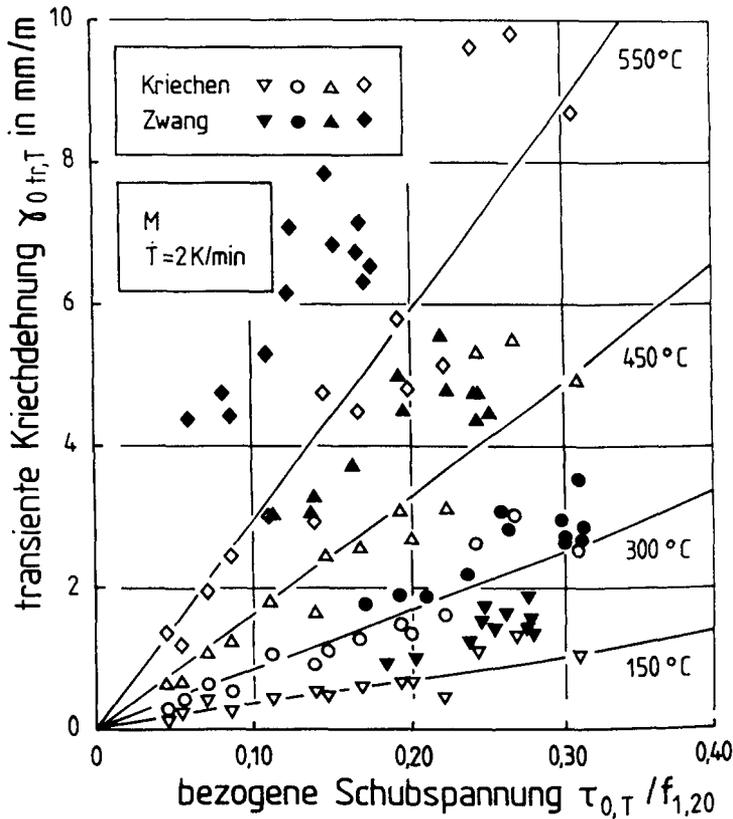


Bild 5.43: Abhängigkeit der transienten deviatorischen Kriechdehnung in Kriech- bzw. Zwängungsversuchen von der aktuellen Höhe der Schubspannung für ausgewählte Temperaturen

5.9.2 Diskussion der Versuchsergebnisse zur Zwängung

5.9.2.1 Einfluß der Zuschlagart und der Betonzusammensetzung

Die Zwangversuche spiegeln das Zusammenwirken von thermischer Dehnung und transienter Kriechdehnung wider. Der Anstieg der Zwangsspannungen zu Beginn der Versuche wird durch die thermische Dehnung des Betons hervorgerufen. Das

transiente Kriechen gleicht die Spannungsunterschiede aus. Darüberhinaus ist das transiente Kriechen entscheidend für die Höhe der Zwangspannungsspitze. Je schneller der Beton austrocknen kann, je geringer fällt das transiente Kriechen aus und desto größer werden die Zwangspannungen. Konsequenterweise entstehen bei Leichtbeton im Vergleich zu Normalbeton bzw. aufgrund eines höheren W/Z - Werts die jeweils größeren Zwangspannungen.

Der vorübergehende Rückgang der Zwangspannung geht einher mit relativ großen transienten Kriechdehnungen, die zudem durch den austretenden Wasserdampf in diesem Temperaturbereich begünstigt werden. Mit dem Verlust an Feuchtigkeit verliert der Zementstein zunehmend die Fähigkeit, die Zwangspannung durch Umlagern abzubauen. Daher ist ein erneuter Anstieg der Spannungen zu verzeichnen.

Die anwachsende Ribbildung im Zementstein und besonders der Zerfall des Ca(OH)_2 sind auch hier wieder als Ursache für Veränderungen im Zwangspannungsverlauf zu vermuten. Die verhältnismäßig hohe Zwangspannung wird vor allen Dingen durch ein verstärktes Ribwachstum in Richtung der mechanisch unbelasteten Achsen abgebaut, wie aus den sehr großen Dehnungen abzulesen ist (vgl. /138/). Diese Ribbildung erfolgt umso stärker, je größer die Belastung im ersten Maximum des Zwangspannungsverlaufs und eine damit verbundene Vorschädigung und je schwächer der Zementstein ist.

5.9.2.2 Mechanische Einflüsse

Die Unterschiede im Zusammenhang zwischen den Kriechdehnungen und der Belastung beruhen auf der Entlastung der Proben durch die sinkenden Zwangspannungen. Diese Entlastung kann vom Beton nicht sofort in geringere Kriechdehnungen umgesetzt werden. Transiente Kriechversuche mit wechselnden Belastungsgraden haben vergleichbare Ergebnisse gezeigt /4, 115/.

5.9.3 Zusammenfassung

Der Verlauf der Zwangspannungen resultiert aus dem Zusammenspiel der thermischen Dehnung des Betons und der transienten Kriechdehnung und wird daher wie diese durch die Betonzusammensetzung beeinflusst. Unterschiede der transienten Kriechdehnung aus Kriech- und Zwängungsversuchen werden auf den Abfall der

Zwangspannungen in einigen Temperaturbereichen zurückgeführt, der einer Entlastung gleichkommt.

5.10 Streuung der Messwerte

5.10.1 Streuung der Festigkeiten

Die Streuung der Festigkeitswerte in einaxialen Heißdruck- und Heißzugversuchen für unterschiedliche Temperaturen gibt Tabelle 5.1 exemplarisch für den Beton QB2 wieder. Der Auswertung liegen für die verschiedenen Temperaturen jeweils mindestens drei Versuche zugrunde. Eine klare Temperaturabhängigkeit der Streuungen ist weder im Druck- noch im Zugversuch festzustellen. Die Auswertung der Versuche mit den anderen Betonen liefert vergleichbare Resultate; auf eine gesonderte Darstellung wird an dieser Stelle verzichtet.

Tabelle 5.1: Abweichungen der einaxialen Druck- und Zugfestigkeit

Temperatur [°C]	Standardabweichung		Variationskoeffizient	
	Druck [N/mm ²]	Zug [N/mm ²]	Druck [-]	Zug [-]
20	2,36	0,094	0,0504	0,0282
200	-	0,395	-	0,1775
300	0,265	0,112	0,0062	0,0517
450	-	0,100	-	0,1102
600	0,480	0,006	0,0473	0,0197

5.10.2 Streuung in den transienten Kriechversuchen

Stellvertretend für die transienten Kriechversuche wurde für den Beton QB2 der Versuch mit $\alpha = 0,3$ und $\kappa = 0,7$ dreifach belegt, um Anhaltswerte für die auftretenden Streuungen zu erhalten. In Tabelle 5.2 sind für verschiedene Temperaturen Standardabweichung und Variationskoeffizient getrennt für die drei Hauptachsen angegeben. Grundsätzlich nehmen die Werte der Standardabwei-

chung mit steigender Temperatur zu. Während die Unterschiede zwischen den Kriechdehnungen in den belasteten Achsen (ϵ_{1tr} und ϵ_{2tr}) nur gering sind, weicht die Kriechdehnung in der freien Achse (ϵ_{3tr}) oberhalb von 450 °C signifikant nach oben ab. Die Abweichung fällt mit der Portlanditzersetzung zusammen, so daß die Vermutung nahe liegt, daß die Unterschiede durch das Entstehen von Rissen orthogonal zur Belastungsrichtung gefördert werden. Dieses Ribwachstum ruft die größere Streuung in der freien Achse hervor.

Der Variationskoeffizient weist keine klare Abhängigkeit von der Temperatur auf, allerdings sind hier die Werte für die Kriechdehnungen in den belasteten Achsen durchgehend deutlich kleiner als in der freien Achse.

Tabelle 5.2: Abweichungen im transienten Kriechversuch

Temperatur [°C]	Standardabweichung			Variationskoeffizient		
	ϵ_{1tr} [mm/m]	ϵ_{2tr} [mm/m]	ϵ_{3tr} [mm/m]	ϵ_{1tr} [-]	ϵ_{2tr} [-]	ϵ_{3tr} [-]
150	0,107	0,035	0,165	0,0874	0,0933	0,2332
300	0,203	0,044	0,262	0,0669	0,0315	0,1657
450	0,299	0,093	2,283	0,0465	0,0244	0,4954
600	0,618	0,568	6,493	0,0383	0,0473	0,3146

6. ANSÄTZE ZUM BESCHREIBEN DES FESTIGKEITS- UND VERFORMUNGSVERHALTENS VON BETON BEI ERHÖHTER TEMPERATUR UND MEHRAXIALER BELASTUNG

6.1 Festigkeit

Die vorliegenden Ergebnisse zeigen, daß die Hochtemperaturfestigkeit nicht ausschließlich eine Funktion der Temperatur ist. Vielmehr wird sowohl die ein-, als auch die biaxiale Festigkeit durch die Betonzusammensetzung beeinflusst. Die Ergebnisse in Kap. 5.2 belegen, daß in Abhängigkeit von der Temperatur und der Zusammensetzung sowohl die Größe der Festigkeitswerte, als auch das Verhältnis der charakteristischen Werte (z.B.: $f_{cc,T}/f_{1,T}$) zueinander verändert werden.

6.1.1 Festigkeitsmodelle für mehraxial beanspruchten Beton bei Raumtemperatur

Für die Berechnung flächiger oder räumlicher Strukturen werden Festigkeitsmodelle benötigt. Die Formulierung der invarianten Festigkeitsmodelle erfolgt im allgemeinen unter Verwendung der drei Invarianten I_1 , J_2 und J_3 :

$$F = F(I_1, J_2, J_3) \quad (6.1)$$

Dies ermöglicht es, die Bruchgrenzflächen in der Meridian- und Deviatorebene zu beschreiben. Wesentliche Merkmale der Bruchgrenzfläche des Betons sind:

- Da Zug- und Druckfestigkeit unterschiedlich sind, muß in der Meridianebene zwischen einer triaxialen "Druckkurve" ($\sigma_3 < \sigma_2 = \sigma_1$) und einer "Zugkurve" ($\sigma_3 = \sigma_2 < \sigma_1$) unterschieden werden (Bilder 6.1 und 6.2).
- Die Isotropie des Materials bedingt eine dreifach symmetrische Deviator-ebene (Bild 6.2).
- Aus der Plastizitätstheorie und der Bruchmechanik wird die Forderung nach einer konvexen Deviatorebene abgeleitet. Die Deviatorebene geht von einer nahezu dreieckigen Form mit steigender hydrostatischer Spannung zunehmend in einen Kreis über /156/.

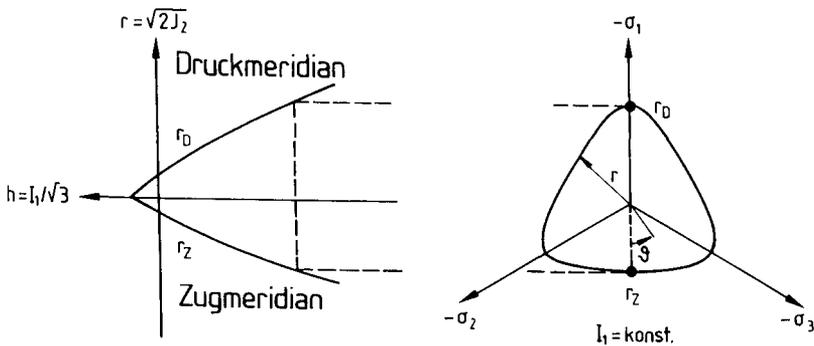


Bild 6.2: Bruchgrenzfläche des Betons in der Meridian - Ebene (links) und in der Deviatorebene (rechts) /36/

In der Literatur werden die verschiedenen Festigkeitsmodelle ausführlich diskutiert /12/. Hier werden einzelne Modelle kurz beschrieben, die die beschriebenen Merkmale der Bruchgrenzfläche aufweisen:

Lade /70/ formuliert ein 3-Parameter-Modell nur über die Invarianten I_1^* und I_3^* :

$$F = \left(\frac{I_1^{*3}}{I_3^*} - 27 \right) \cdot \left(\frac{I_1^*}{p_a} \right)^m - \eta = 0 . \quad (6.2)$$

Durch die Invarianten I_1^* und I_3^* wird die Verschiebung der Bruchgrenzfläche in Richtung der Raumdiagonalen erfaßt. Der Wert p_a in Gl. (6.2) ist der atmosphärische Druck. Die konstanten Parameter m und η können mit Hilfe einer Regressionsgeraden aus Versuchsergebnissen bestimmt werden, wenn Gl. (6.2) in eine logarithmische Form überführt wird.

Im 4-Parameter-Modell von Ottosen /93/ werden die drei in Gl. (6.1) genannten Invarianten berücksichtigt:

$$F = A \frac{J_2}{f_1^2} + \lambda \frac{\sqrt{J_2}}{|f_1|} + B \frac{I_1}{|f_1|} - 1 = 0 . \quad (6.3)$$

A und B sind Parameter. λ ist eine Funktion von $\cos 3\theta$ und der Parameter K_1 und K_2 . Die vier Parameter werden mittels der Festigkeitswerte f_1 , f_{1t} , f_{cc} und eines triaxialen Festigkeitswerts auf dem Druckmeridian bestimmt.

Der Winkel θ (Lode - Winkel) wird über die Invarianten J_2 und J_3 definiert:

$$\cos 3\theta = \frac{3 \sqrt{3} J_3}{2 (J_2)^{3/2}} \quad (6.4)$$

Die größte Verbreitung hat bisher das 5-Parameter-Modell von Willam/Warneke /156/ gefunden. Die Bruchgrenzfläche wird in diesem Modell in der Meridianebene durch zwei Parabeln beschrieben. Die Deviatorebene setzt sich aus drei Ellipsenabschnitten zusammen. Die allgemeine Formulierung dieser Bruchgrenzfläche lautet:

$$f(r) = f(r_m, \tau_m, \theta) = \frac{1}{r(r_m, \theta)} \frac{\tau_m}{f_1} - 1 = 0 \quad (6.5)$$

mit

$$\tau_m = \sqrt{\frac{3}{5}} \tau_0 \quad \text{und}$$

$$r(r_m, \theta) = \frac{2r_2(r_2^2 - r_1^2)\cos\theta + r_2(2r_1 - r_2)\sqrt{4(r_2^2 - r_1^2)\cos^2\theta + 5r_1^2 - 4r_1r_2}}{4(r_2^2 - r_1^2)\cos^2\theta + (r_2 - 2r_1)^2} \quad (6.6)$$

r_1 und r_2 beschreiben den Zug- bzw. den Druckmeridian über fünf unabhängige Parameter, die mit den Festigkeitswerten f_1 , f_{1t} , f_{cc} und je einem triaxialen Festigkeitswert auf dem Druck- und dem Zugmeridian im Bereich großer Druckspannung bestimmt werden.

Die bisher vorgestellten Modelle wurden für Beton entwickelt. Im Gegensatz dazu schlägt Podgórski /99/ ein Festigkeitsmodell vor, das allgemein für isotrope Materialien gilt und zudem die anderen Modelle zum Teil als Sonderfälle mit einschließt. Für Beton hat das Versagenskriterium die Form:

$$F = \sigma_0 - C_0 + C_1 P \tau_0 + C_2 \tau_0^2 = 0 \quad (6.7)$$

mit

$$P = \cos \left(\frac{1}{3} \arccos \alpha J - \beta \right) \quad \text{und} \quad (6.8)$$

$$J = \cos 3\theta \quad . \quad (6.9)$$

Mit den Parametern α und β wird die Form der Deviatorebene beeinflusst. Sie sind in /99/ für feste Verhältnswerte f_{1t}/f_1 tabelliert. Die übrigen Parameter können z. B. über die Festigkeitswerte f_1 , f_{1t} und f_{cc} berechnet werden.

Bild 6.3 zeigt einen Vergleich der beschriebenen Festigkeitsmodelle mit Versuchsergebnissen in der Biaxialebene. Die Anpassung an die Versuchsergebnisse gelingt mit allen Modellen in befriedigender Weise. Nachteilig ist bei dem einfacheren Festigkeitsmodell von Lade, daß die einaxiale Festigkeit unzutreffend abgebildet wird, obwohl diesem Wert vielfach bei der Modellbildung eine zentrale Bedeutung zukommt.

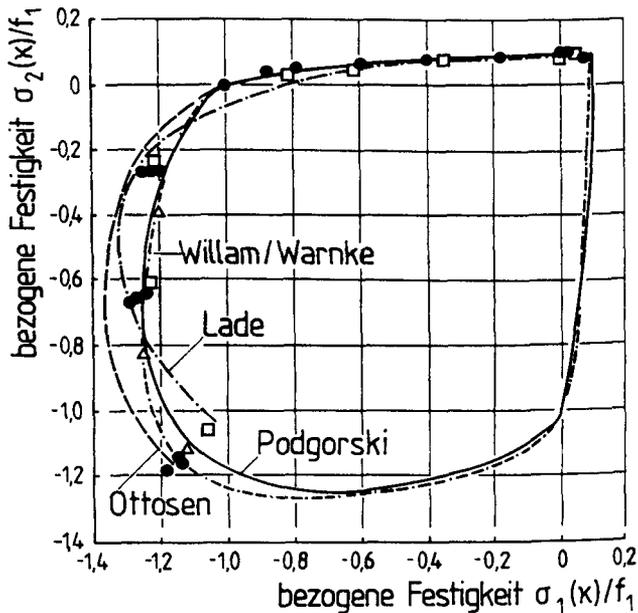


Bild 6.3: Vergleich verschiedener Festigkeitsmodelle mit Versuchsergebnissen in der $\sigma_1 - \sigma_2$ - Ebene

Das Modell von Willam/Warnke ist grundsätzlich geeignet und wird häufig in der Literatur benutzt /30, 81, 136, 140/. Sofern jedoch nur Versuchsergebnisse in der Biaxialebene vorliegen, müssen die fehlenden triaxialen Versuchswerte in geeigneter Form gewählt werden /147/. Demgegenüber besteht ein Vorteil der Modelle von Ottosen und Podgórski für das weitere Vorgehen in der Möglichkeit, die Modellparameter der Bruchgrenzfläche direkt mit den eigenen Versuchen zu bestimmen. Das Modell von Willam/Warnke ist in ähnlicher Form ebenso wie das Festigkeitsmodell von Ottosen im Modell von Podgórski als Sonderfall enthalten. Für die mathematische Beschreibung der eigenen Versuche wird daher auf das Modell von Podgórski zurückgegriffen.

6.1.2 Bestehende Ansätze zum Beschreiben der Festigkeit von mehraxial beanspruchtem Beton bei erhöhter Temperatur

Die bestehenden Ansätze wurden in der Regel nicht mit dem Ziel aufgestellt, das Festigkeitsverhalten des Betons bei erhöhten Temperaturen zu beschreiben. Vielmehr sollten mit diesen Rechenfunktionen Versuche z.B. mit brandbeanspruchten Bauteilen nachgerechnet werden. Da sich einige Arbeiten /62, 145, 155/ mit ebenen Flächentragwerken beschäftigen, ist eine Formulierung der biaxialen Festigkeit für erhöhte Temperaturen unumgänglich. Die Bruchgrenze unter biaxialer Belastung wird dabei z.B. aus biaxialen transienten Kriechversuchen abgeleitet /155/. Ein anderes Verfahren besteht im Konstruieren der biaxialen Bruchgrenzfläche für erhöhte Temperaturen, indem eine Rechenfunktion für den Verlauf der einaxialen Heißdruckfestigkeit über der Temperatur mit einer Formulierung der biaxialen Bruchgrenzflächen bei Raumtemperatur überlagert wird /62, 145/. Während dieses Vorgehen die festigkeitserhöhende Wirkung einer biaxialen Belastung bei hohen Temperaturen unterschätzt, hat der Ansatz über die transienten Kriechversuche den Vorteil, daß gleichzeitig die festigkeitssteigernde Wirkung einer Belastung während des Aufheizens, als auch die mit der Temperatur zunehmend festigkeitssteigernde Wirkung einer biaxialen Belastung, erfaßt werden kann.

Thelandersson /136/ und Thienel et al. /140/ gehen anders vor. Sie lösen sich von einer ausschließlich auf die Biaxialebene beschränkten Formulierung und greifen zum Beschreiben der mehraxialen Festigkeit bei erhöhter Temperatur auf das 5-Parameter Festigkeitsmodell von Willam/Warnke /156/ zurück.

Einen gänzlich anderen Weg beschreitet Schneider /113/, der die Entfestigung mit steigender Temperatur nur über reaktionskinetische Betrachtungen beschreibt.

6.1.3 Festigkeitsmodell für mehraxial beanspruchten Beton bei erhöhter Temperatur

Im Kap. 6.1.1 wurde das Festigkeitsmodell von Podgórski bereits kurz in seinen Grundzügen umrissen. Als entscheidender Vorteil dieses Modells wird zum einen die hohe Anpassungsfähigkeit des Modells in der Deviatorebene durch die beiden Parameter α und β angesehen. Zum anderen sind die übrigen Festigkeitsmodelle weitgehend als Sonderfälle enthalten. Podgórski /99/ gibt für α und β tabellarisch Werte an, die in Abhängigkeit vom Verhältnis der Zug- zur Druckfestigkeit in den Grenzen $f_{1t}/f_1 = 0,06 + 0,12$ berechnet wurden. Mit den weiteren Vorgaben $f_{vt} = f_{1t}$, $f_{cc} = 1,1 f_1$ und $f_{oc} = 1,25 f_1$ können die Parameter C_0 , C_1 und C_2 folgendermaßen bestimmt werden:

$$C_0 = f_{1t} \quad , \quad (6.10)$$

$$C_1 = \frac{\sqrt{2}}{P_0} \left[1 - \frac{3}{2} \frac{\frac{f_t}{f_{cc}}}{\frac{f_{cc}}{f_t} - 1} \right] \quad , \quad (6.11)$$

$$C_2 = \frac{9}{2} \frac{\frac{f_t}{f_{cc}}}{f_{cc} - f_t} \quad , \quad (6.12)$$

$$P_0 = P(\theta = 0) = \cos \left(\frac{1}{3} \arccos \alpha - \beta \right) \quad . \quad (6.13)$$

Dabei ist f_{vt} die triaxiale Zugfestigkeit und f_{oc} die biaxiale Druckfestigkeit bei einem Spannungsverhältnis $\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3 = 1 : 0,5 : 0$.

In den eigenen Versuchen nimmt das Verhältnis f_{1t}/f_t bei hoher Temperatur durchaus Werte an, die die oben genannte Grenze von 0,06 deutlich unterschreiten. Ferner stimmen die Werte f_{cc} und f_{oc} für die verschiedenen Betone

nicht mit den Vorgaben von Podgórski überein, so daß auf diese Angaben nicht zurückgegriffen werden kann.

Als erster Schritt für die weitere Aufbereitung des Festigkeitsmodells wird Gl. (6.7) in Invariantenschreibweise mit $c_0 = 3 C_0$, $c_1 = \sqrt{6} C_1$ und $c_2 = 2 C_2 / 82$ dargestellt:

$$F = I_1 - c_0 + c_1 P \sqrt{J_2} + c_2 J_2 = 0. \quad (6.14)$$

Meyer /82/ überführt Gl. (6.14) in eine verallgemeinerte Formulierung, indem er die Invarianten des modifizierten Spannungstensors $\sigma_{ij}^* = \sigma_{ij} - \alpha_{ij}$ verwendet:

$$F = I_1^* + c_1 P \sqrt{J_2^*} + c_2 J_2^* = 0. \quad (6.15)$$

Der Verschiebungstensor ist $\alpha_{ij} = f_\alpha f_{it} \delta_{ij}$. Mit f_α wird der Unterschied zwischen f_{it} und f_{vt} berücksichtigt. Da die Konusspitze der Bruchgrenzfläche auf der hydrostatischen Achse liegt (vgl. Bild 6.1), sind die Schubterme des Verschiebungstensors gleich Null ($\alpha_{ij} = 0$ für $i \neq j$) und es gilt mit

$$J_2^* = J_2 \quad \text{und} \quad J_3^* = J_3 :$$

$$F = I_1^*(f_\alpha) + c_1 P(\alpha, \beta) \sqrt{J_2^*} + c_2 J_2^* = 0. \quad (6.16)$$

Huckfeldt /29/ greift auf Gl. (6.16) zurück und paßt die 5 Parameter des Modells an Versuchsergebnisse in der Biaxialebene an. Dazu bildet er für jeden Versuch das totale Differential der Nullstellenaufgabe und löst das resultierende Gleichungssystem iterativ. Die nachfolgend beschriebenen Parameteranpassungen wurden mit einem von Huckfeldt erstellten Programm durchgeführt.

Für die Anwendung der Gl. (6.16) ist es unerheblich, bei welcher Temperatur die Festigkeitswerte ermittelt wurden. Wie die Versuchsergebnisse in den Bildern 3.10, 5.9 und 5.10 zeigen, sind die Bruchgrenzflächen in der Biaxialebene einander grundsätzlich ähnlich. Um in Gl. (6.16) den Einfluß der Temperatur zu erfassen, müssen die 5 Modellparameter für verschiedene Versuchstemperaturen bestimmt und dann als Funktion der Temperatur formuliert werden. Zusätzlich muß noch berücksichtigt werden, daß der Zuschlaggehalt und der

Wasserzementwert ebenfalls die Festigkeit beeinflussen. Beide Faktoren werden daher in die Formulierung der Parameter mit einbezogen.

$$F = F(T, G, W/Z) = I_1^*(f_{\alpha,T}) + c_{1,T} P(\alpha_T, \beta_T) \sqrt{J_2^*} + c_{2,T} J_2^* = 0 \quad (6.17)$$

In Kapitel 5 wurde darauf hingewiesen, daß die bei Raumtemperatur vorhandenen Einflüsse der betontechnologischen Parameter auf die Festigkeit des Beton bis zur Portlandzersetzung im wesentlichen erhalten bleiben. Dieses Verhalten spiegelt sich auch bei den einzelnen Parametern wider. Für 20 °C und 300 °C hängen die Parameter jeweils in gleicher Weise vom Wasserzementwert und vom Zuschlaggehalt ab. Bild 6.4 zeigt dies stellvertretend für den Parameter $c_{1,T}$. Indem der Parameter $c_{1,T}$ über $(W/Z)^{2/3} \cdot G$ aufgetragen wird, kann ein linearer Zusammenhang für diesen kombinierten Einfluß hergestellt werden. Die Beziehungen für die anderen Parameter wurden entsprechend abgeleitet.

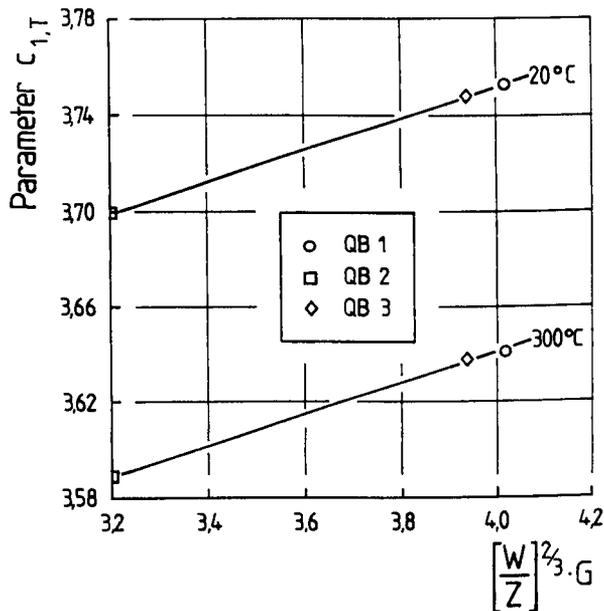


Bild 6.4: Zusammenhang zwischen dem Parameter $c_{1,T}$ und dem Produkt $(W/Z)^{2/3} \cdot G$ für 20 °C und 300 °C

Mit der Portlandzersetzung wurde in den Versuchen eine einschneidende Veränderung des Festigkeitsverhaltens beobachtet. Dieser Einfluß wird in zweifacher Weise berücksichtigt. Zum einen geht der Einfluß des Zuschlaggehalts und des W/Z - Werts oberhalb von 450 °C in veränderter Form ein. Zum anderen verringert sich mit Ausnahme des Parameters $c_{2,T}$ der Einfluß der Temperatur auf die Veränderung der Parameter. Die aus diesen Beobachtungen resultierenden Parameterverläufe sind in Bild 6.5 am Beispiel des Parameters $c_{1,T}$ dargestellt. Gl. (6.18) zeigt ebenfalls für den Parameter $c_{1,T}$ den grundsätzlichen Aufbau der einzelnen Beziehungen:

$$c_{1,T} = c_{1,20} \cdot \Delta c_1(w,G,T) + \Delta c_1(T) \quad (6.18)$$

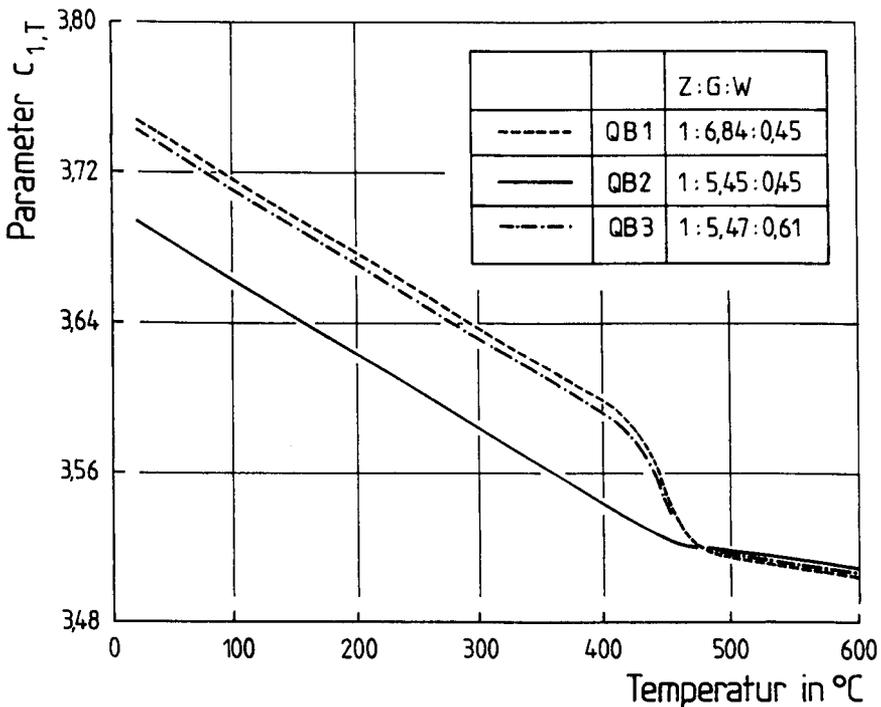


Bild 6.5: Verlauf des Parameters $c_{1,T}$ des Modells von Podgórski über der Temperatur für die Betone QB1, QB2 und QB3

Die detaillierten Formulierungen der Parameter lauten dann:

$$c_{1,T} = \left(3,484 + \frac{w^{2/3} G}{15,2} \right) \cdot \left[1 - \frac{\frac{w^{2/3} G - 3,2}{52,96}}{1 + \left(\frac{450}{T}\right)^{50}} \right] - 3,969 \cdot 10^{-4} \cdot (T - 20) + \frac{3 \cdot 10^{-4} \cdot (T - 450)}{1 + \left(\frac{450}{T}\right)^{50}}, \quad (6.19)$$

$$c_{2,T} = \left(9,944 \cdot 10^{-3} - \frac{w^{2/3} G}{416} \right) \cdot \left[1 + \frac{\frac{w - 0,46}{7,5 \cdot 10^{-2}}}{1 + \left(\frac{450}{T}\right)^{50}} \right] \cdot \left[1 + \frac{\frac{G - 5,45}{9,5 \cdot 10^{-2}}}{1 + \left(\frac{450}{T}\right)^{50}} \right], \quad (6.20)$$

$$\alpha_T = \left(0,9992 - \frac{w G}{382} \right) \cdot \left[1 + \frac{\frac{w - 0,58}{90}}{1 + \left(\frac{450}{T}\right)^{50}} \right] \cdot \left[1 + \frac{\frac{G - 5,45}{500}}{1 + \left(\frac{450}{T}\right)^{50}} \right] + 4 \cdot 10^{-6} \cdot (T - 20) - \frac{1 \cdot 10^{-6} \cdot (T - 450)}{1 + \left(\frac{450}{T}\right)^{50}}, \quad (6.21)$$

$$\beta_T = \left(0,026 + \frac{w^{2/3} G}{455} \right) \cdot \left[1 - \frac{\frac{w^{2/3}}{4}}{1 + \left(\frac{450}{T}\right)^{50}} \right] - 4,97 \cdot 10^{-5} \cdot (T - 20) + \frac{4 \cdot 10^{-5} \cdot (T - 450)}{1 + \left(\frac{450}{T}\right)^{50}}, \quad (6.22)$$

$$f_{\alpha,T} = \left(1,008 + \frac{w^{2/3} G}{84,7} \right) \cdot \left[1 - \frac{\frac{w^{2/3} G - 3,2}{85,38}}{1 + \left(\frac{450}{T}\right)^{50}} \right] - 7,72 \cdot 10^{-5} \cdot (T - 20) + \frac{5 \cdot 10^{-5} \cdot (T - 450)}{1 + \left(\frac{450}{T}\right)^{50}}. \quad (6.23)$$

Zusätzlich muß noch zum Bestimmen des Verschiebungstensors α_{ij} ein Zusammenhang zwischen dem temperaturabhängigen Verlauf von Druck- und Zugfestigkeit

formuliert werden. Dies geschieht mit Hilfe der Ergebnisse für den Beton QB2 (vgl. die Bilder 5.3 und 5.4):

$$f_{1t,T} = f_{1,T} \cdot \left[0,07444 - \frac{9,5 \cdot 10^{-3}}{1 + \left(\frac{450}{T}\right)^{50}} \right] - 7,212 \cdot 10^{-5} \cdot (T - 20) + \frac{5,3 \cdot 10^{-5} \cdot (T - 450)}{1 + \left(\frac{450}{T}\right)^{50}} \quad (6.24)$$

Aus den Versuchen ist bekannt, daß die Hochtemperaturfestigkeit, insbesondere oberhalb von 300 °C, durch eine Belastung während des Aufheizens beeinflusst wird. Dies konnte beim Modellieren der temperaturabhängigen Parameter nicht berücksichtigt werden, da dieser Einfluß nur exemplarisch für einen Beton und ein Spannungsverhältnis untersucht wurde (vgl. Kap. 5.2.1.6). Für den Einsatz des Modells ist zu beachten, daß der Gültigkeitsbereich zunächst auf Betone beschränkt werden muß, deren Zusammensetzung sich im Rahmen der durch die eigenen Betone gegebenen Werte für G und W/Z bewegt.

Die in Bild 5.9 eingezeichneten Bruchgrenzflächen wurden nach der Gl. (6.17) mit den modifizierten Parametern der Gln. (6.19) + (6.24) berechnet. Die Übereinstimmung mit den Messwerten ist gut. Interessanter ist die Gegenüberstellung der rechnerischen Bruchgrenzen und der Versuchsergebnisse in Bild 6.6, die nicht zum Bestimmen der Modellparameter herangezogen wurden. Diese bisher unveröffentlichten Ergebnisse wurden noch im Rahmen des SFB 148 in der gleichen Prüfeinrichtung gewonnen, die auch für die eigenen Versuche eingesetzt wurde. Von daher können die Unterschiede zwischen den Rechen- und den Messwerten ausschließlich auf noch vorhandene Ungenauigkeit in den vorgestellten Parameteransätzen zurückgeführt werden.

Die Übereinstimmung ist mit Ausnahme der 300 °C insgesamt gut, auch wenn die tatsächlichen Festigkeitswerte - vor allem für das Spannungsverhältnis $\kappa = 0,4$ - geringfügig überschätzt werden. Angesichts der geringen Anzahl von Festigkeitswerten ist eine Angabe zur Streuung dieser Festigkeitswerte nicht möglich. Vergleicht man die Bilder 5.9 und 6.6 miteinander, so ist durchaus denkbar, daß auch die Versuchsergebnisse bei 300 °C im Rahmen der üblichen Streuung zutreffend erfaßt werden.

Die Zusammensetzung dieses Betons (Z:G:W = 1:0,57:5,43; Z = 350 kg/m³) bewegt sich im Rahmen der Grenzen, die bei der Parameterbestimmung durch die Betone QB1 + QB3 vorgegeben wurden. Der Zuschlaggehalt des Betons stimmt nahezu mit denen der Betone QB2 und QB3 überein. Es ist daher zu vermuten, daß die vorhandenen Abweichungen zwischen rechnerischer Bruchgrenzfläche und den einzelnen Festigkeitswerten auf einen geringfügig überschätzten Einfluß des Wasserzementwerts zurückzuführen sind.

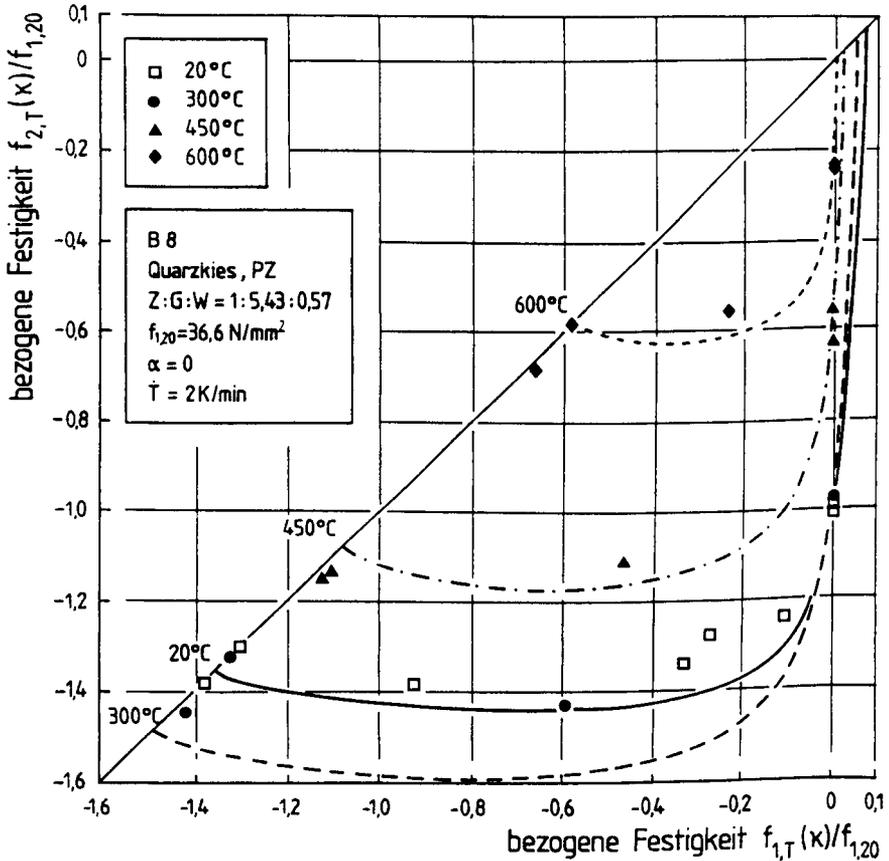


Bild 6.6: Nach Gl. (6.17) berechnete Bruchgrenzlinien im Vergleich mit Versuchsergebnissen für verschiedene Temperaturen

Die Gegenüberstellung der berechneten und der gemessenen Festigkeitswerte für die Betone QB1 und QB3 sind in /138/ enthalten. Da diese Betone zum Bestimmen der Parameter mit herangezogen wurden, ist die Übereinstimmung vergleichbar mit Bild 5.9.

6.1.4 Zusammenfassung

Auf Basis der eigenen Versuchsergebnisse wurde das Festigkeitsmodell von Podgórski für die Anwendung auf quarzitisches, portlandzementgebundenes Beton im Bereich erhöhter Temperatur erweitert. Während der Einfluß des Wasserzementwerts und des Zuschlaggehalts in die gewählten Ansätze für die Modellparameter mit einfließt, kann die festigkeitssteigernde Wirkung einer Belastung während des Aufheizens - aufgrund fehlender Ergebnisse - nicht berücksichtigt werden. Die erzielte Übereinstimmung im Vergleich mit Festigkeitswerten eines Betons abweichender Zusammensetzung belegt die grundsätzliche Eignung des Modells im Rahmen der unvermeidlichen Streuungen.

6.2 Verformungsverhalten im Bruchversuch bei erhöhter Temperatur

6.2.1 Bestehende Ansätze zum Beschreiben der Verformung bei erhöhter Temperatur

Das Verformungsverhalten im Bruchversuch wird über allgemeingültige Stoffgesetze beschrieben. Zahlreiche Ansätze, die zunächst nur die Spannungs - Dehnungslinie im einaxialen Bruchversuch beschreiben, werden u.a. in /25/ miteinander verglichen. Gl. (6.25) gibt stellvertretend die Formulierung von Popovics /101/ wieder:

$$\sigma = f_1 \frac{\epsilon_1}{\epsilon_{1u}} \frac{n}{n - 1 + (\epsilon_1/\epsilon_{1u})^n} \quad (6.25)$$

Der Übergang zu Spannungs - Dehnungslinien unter mehraxialer Belastung gelingt unter Berücksichtigung der Querdehnzahl μ und des Spannungsverhältnisses κ /12/ z.B in folgender Weise:

$$\sigma = \frac{E_0 \varepsilon}{1 - \mu\kappa}, \quad (6.26)$$

bzw.

$$\sigma = \frac{E_0 \varepsilon}{(1 - \mu\kappa) \left[1 + \left[\frac{1}{1 - \mu\kappa} \frac{E_0 \varepsilon_{1u}}{f_1} - 2 \right] \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{1u}} + \left[\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{1u}} \right]^2 \right]} \quad (6.27)$$

Auf die Gl.n. (6.25) + (6.27) wird auch zum Beschreiben der Spannungs - Dehnungslinien bei erhöhter Temperatur zurückgegriffen /4, 41, 62, 115, 136, 155/. Dabei werden der Elastizitätsmodul und die einaxiale Bruchdehnung durch die entsprechenden Werte bei erhöhter Temperatur ersetzt. Sofern die Spannungs - Dehnungslinien für beliebige Spannungsverhältnisse berechnet werden, wird der Verlauf der Querdehnzahl μ über der Temperatur bisher durch verschiedene Annahmen abgeschätzt /62, 136/, da hierfür nur wenige Angaben verfügbar sind (vgl. Kap. 3.2.3).

Dieses Vorgehen ist grundsätzlich auch zum Beschreiben der eigenen Versuche geeignet. Die in Kap. 5 vorgestellten Ergebnisse gestatten es jedoch, auf eines der inzwischen zahlreich vorliegenden, allgemeinen Verformungsmodelle zurückzugreifen /47, 68, 130/. Dieses und andere Modelle werden u.a. in /31, 36/ ausführlich diskutiert, so daß an dieser Stelle auf eine eingehende Beschreibung verzichtet wird.

Aus den in /31/ zusammengestellten Verformungsmodellen wird das Modell von Stankowski/Gerstle /130/ zum Nachrechnen der eigenen Versuche ausgewählt. Es erfaßt zum einen das Verformungsverhalten auch unter komplizierten Beanspruchungen zutreffend, zum anderen können die verschiedenen Gleichungen des Modells anhand der eigenen Versuche bestimmt, bzw. überprüft werden. Nachteilig ist lediglich, daß der Nachbruchbereich nicht beschrieben wird. Das Modell wird hier nur in seinen Grundzügen umrissen, soweit diese für die eigenen Versuche von Bedeutung sind. Dabei wird gleichzeitig auf die Veränderungen gegenüber dem Ausgangsmodell eingegangen. Um den Vergleich mit dieser Arbeit zu erleichtern, werden in den nachfolgenden Kapiteln bei der Beschreibung des Modells die Vorzeichendefinitionen von Stankowski/Gerstle übernommen (Druckspannungen und -dehnungen: positiv).

6.2.2 Ergänzung des Verformungsmodells von Stankowski/Gerstle für den Bereich erhöhter Temperatur

Das Verformungsmodell von Stankowski/Gerstle /130/ basiert auf der inkrementellen Formulierung des Kompressionsmoduls K und des Schubmoduls G . In einem derartigen Variable - Moduln - Modell hängen die Tangentenmoduln der Steifigkeitsmatrix von den Spannungs- bzw. Dehnungsinvarianten ab.

Zunächst müssen die Normal- und Schubspannungen ermittelt werden. Dazu wird anstelle der Gl.n. (5.1) und (5.2) auf die entsprechenden Inkremente zurückgegriffen:

$$d\sigma_0 = \frac{d\sigma_1 + d\sigma_2 + d\sigma_3}{3} \quad , \quad (6.28)$$

$$d\tau_0 = \frac{1}{3} \sqrt{(d\sigma_1 - d\sigma_2)^2 + (d\sigma_2 - d\sigma_3)^2 + (d\sigma_3 - d\sigma_1)^2} \quad , \quad (6.29)$$

Damit das Modell nicht nur für proportionale Belastungen gültig ist, wird auch berücksichtigt, daß das Inkrement der Schubspannungen nicht nur von den Inkrementen der Hauptspannungen, sondern zugleich auch vom aktuellen Spannungszustand abhängt:

$$d\tau_0 = \frac{\sigma_1(2d\sigma_1 - d\sigma_2 - d\sigma_3) + \sigma_2(2d\sigma_2 - d\sigma_1 - d\sigma_3) + \sigma_3(2d\sigma_3 - d\sigma_1 - d\sigma_2)}{9\tau_0} \quad . \quad (6.30)$$

Die Inkremente der invarianten Dehnungen werden mittels Gl. (6.31) aus Inkrementen der Normal- und der Schubspannung bestimmt:

$$\begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_0 \\ \Delta\gamma_0 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{3K} & \frac{1}{H} \\ \frac{1}{Y} & \frac{1}{2G} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\sigma_0 \\ \Delta\tau_0 \end{Bmatrix} \quad . \quad (6.31)$$

In Gl. (6.31) sind K und G die bereits bekannten Kompressions- bzw. Schubmoduln. H und Y sind Kopplungsmoduln. Sie sorgen - analog zu den Beobachtungen in verschiedenen Versuchen /110, 129/ - dafür, daß eine Schubbeanspruchung Volumendehnungen verursacht und hydrostatische Spannungsinkremente zum Versagen führen können. Die vier Moduln sind jeweils Tangentenwerte.

Aus den Inkrementen der invarianten Dehnungen müssen im nächsten Schritt die Dehnungsinkremente der drei Hauptachsen ermittelt werden. Um auch in diesem Fall nichtproportionale Spannungspfade beschreiben zu können, müssen die Gln. (5.3) und (5.4) analog zu den Gln. (6.28) + (6.30) umgestellt werden /12/. Auf eine Wiedergabe wird hier zugunsten der Kürze verzichtet. Außer den Dehnungsinkrementen $d\varepsilon_0$ und $d\gamma_0$ muß zum Bestimmen der gesuchten Dehnungsinkremente in der Hauptachsen noch von einer weiteren Bedingung Gebrauch gemacht werden. Stankowski/Gerstle gehen dabei von einer Übereinstimmung zwischen den Vektoren des Deviatorspannungs- und des Deviatordehnungsinkrements aus:

$$\frac{\Delta e_1}{\Delta e_2} = \frac{\Delta s_1}{\Delta s_2} = \frac{\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_0}{\Delta \sigma_2 - \Delta \sigma_0} \equiv B \quad . \quad (6.32)$$

Mit den bereits bekannten Spannungsinkrementen können nun die Dehnungsinkremente der Hauptachsen angegeben werden:

$$\begin{aligned} d\varepsilon_1 &= d\varepsilon_0 + C_1 \cdot d\gamma_0 \\ d\varepsilon_2 &= d\varepsilon_0 + B \cdot C_1 \cdot d\gamma_0 \\ d\varepsilon_3 &= d\varepsilon_0 + (B - 1) \cdot C_1 \cdot d\gamma_0 \end{aligned} \quad (6.33)$$

mit

$$C_1 = \frac{3\gamma_0}{\varepsilon_1 + B\varepsilon_2 - (1 - B)\varepsilon_3} \quad . \quad (6.34)$$

Der Kompressionsmodul nimmt linear mit steigender hydrostatischer Spannung ab. Kann diese Annahme schon bei Raumtemperatur nur als grobe Vereinfachung angesehen werden, so nehmen die Abweichungen zwischen berechnetem und gemessenem Verlauf des Kompressionsmoduls mit steigender Temperatur noch zu. Die derart berechneten Spannungs - Dehnungslinien der Hauptachsen stimmen dennoch gut mit den Messwerten überein. Anstelle des Ursprungsmoduls $K_{0,20}$ bei Raumtemperatur tritt der entsprechende temperaturabhängige Wert $K_{0,T}$, wie er in Kap. 5.6 für die verschiedenen Betone ermittelt wurde:

$$K = K_{0,T} (1 - C_k \sigma_0) \geq C'_k K_{0,T} \quad , \quad (6.35)$$

$$\begin{aligned} C_k &= 0,025 \quad [\text{mm}^2/\text{N}], \\ C'_k &= 0,14 \quad [-]. \end{aligned}$$

Der Wert des Schubmoduls hängt in /130/ in ähnlicher Weise von σ_0 ab wie die Größe des Kompressionsmoduls. Eine eingehende Untersuchung des Modells in /30/ zeigt jedoch, daß durch diesen Zusammenhang die tatsächliche Kompressionssteifigkeit für proportionale Belastungen in der Biaxialebene unterschätzt wird. Dieser Einfluß wird hier daher nicht berücksichtigt. Der Schubmodul ist damit nurmehr eine Funktion der Schubspannung τ_0 . Er nimmt von seinem Ausgangswert $G_{0,T}$ bis auf Null bei Erreichen der Schubfestigkeit $\tau_{0u,T}$ ab /143/. Auch hier treten wieder die temperaturabhängigen Werte an die Stelle der Werte bei Raumtemperatur:

$$G = G_{0,T} \left(1 - \frac{\tau_0}{\tau_{0u,T}} \right) \quad (6.36)$$

Die Schubfestigkeit $\tau_{0u,T}$ wird von Stankowski/Gerstle in der zum aktuellen Spannungszustand gehörenden Deviatorebene bestimmt. Die Spur zum gesuchten Schnittpunkt mit der Bruchgrenzfläche nach Gl. (6.17) wird in der Deviatorebene durch den ebenfalls vom aktuellen Spannungszustand abhängigen Winkel θ (Gl. (6.6)) vorgegeben (vgl. Bild 6.2). Beim Nachrechnen der eigenen Versuche wird durch diesen Ansatz die vorhandene Schubsteifigkeit deutlich unterschätzt. Daher wird auf eine andere Definition der Schubfestigkeit zurückgegriffen /12, 43/. Die Schubfestigkeit wird dabei als Schnittpunkt des aktuellen Spannungsvektors mit der Bruchgrenzfläche nach Gl. (6.17) berechnet. Bild 6.7 stellt die beiden abweichenden Methoden zum Bestimmen von $\tau_{0u,T}$ dar.

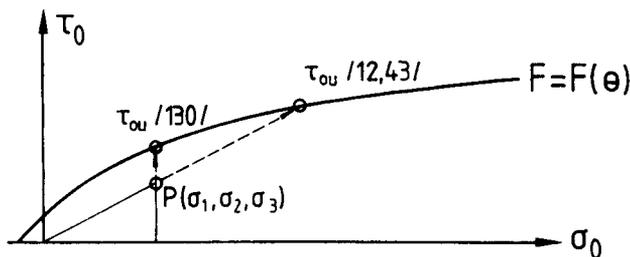


Bild 6.7: Schematische Darstellung der beiden abweichenden Definitionen für die Schubfestigkeit $\tau_{0u,T}$

Eine Änderung ist ebenfalls beim Kopplungsmodul H erforderlich. Stankowski/Gerstle /130/ bestimmten diesen Modul in Abhängigkeit von σ_0 für Betone

mit einer Festigkeit von etwa $f_{1,20} = 30 \text{ N/mm}^2 / 45, 110, 129/$ so, daß der Kopplungsmodul erst bei hydrostatischen Spannungen $\sigma_0 > 10 \text{ N/mm}^2$, also etwa beim Erreichen der einaxialen Festigkeit berücksichtigt wird. Die Festigkeit der eigenen Betone ist bei Raumtemperatur zum Teil deutlich höher. Die ursprüngliche Formulierung in /130/ überschätzt in diesem Fall die Interaktion zwischen τ_0 und ε_0 . Andererseits bliebe mit steigender Temperatur die Kopplung bei festen Grenzwerten ohne Einfluß. Der Kopplungsmodul H wird daher in der nachstehenden Form berücksichtigt:

$$H = \left(\frac{f_{1,T}}{3} + \frac{130,5}{3 \sigma_0 - f_{1,T}} \right), \quad \sigma_0 > \frac{f_{1,T}}{3} \text{ [N/mm}^2\text{]}. \quad (6.37)$$

Die Interaktion zwischen der Normalspannung σ_0 und der Schubdehnung γ_0 wird in der ursprünglichen Form beibehalten. Sie wirkt sich im allgemeinen auch erst bei Spannungen aus, die unter biaxialer Belastung nicht erreicht werden /30/:

$$Y = \frac{4 \cdot 10^6}{\tau_0^2}. \quad (6.38)$$

Auf die weiteren im Modell erfaßten Zusammenhänge, die insbesondere für Be- und Entlastungsvorgänge von Bedeutung sind, wird an dieser Stelle nicht eingegangen. Es sei statt dessen auf die zugrunde liegende Arbeit von Stanowski/Gerstle /130/ verwiesen und auf die detaillierte Analyse dieses und anderer nichtlinear - elastischer Werkstoffmodelle in /30/.

In den Bildern 6.8 und 6.9 sind gemessene Spannungs - Dehnungslinien des Betons QB2 den berechneten $\sigma_1 - \varepsilon_1$ - Linien für verschiedene Belastungsverhältnisse κ gegenübergestellt. Die benötigten Festigkeitswerte wurden mit dem erweiterten Festigkeitsmodell von Podgórski bestimmt (Gl. (6.17)). Grundsätzlich werden die Verläufe der Spannungs - Dehnungslinien sowohl bei 300 °C als auch bei 450 °C zutreffend beschrieben. Allerdings überschätzt das Verformungsmodell die Größe der tatsächlich auftretenden Dehnungen zum Teil recht deutlich. Die Ursachen für das Überschätzen der auftretenden Dehnungen können anhand der Bildern 6.10 und 6.11 näher beleuchtet werden.

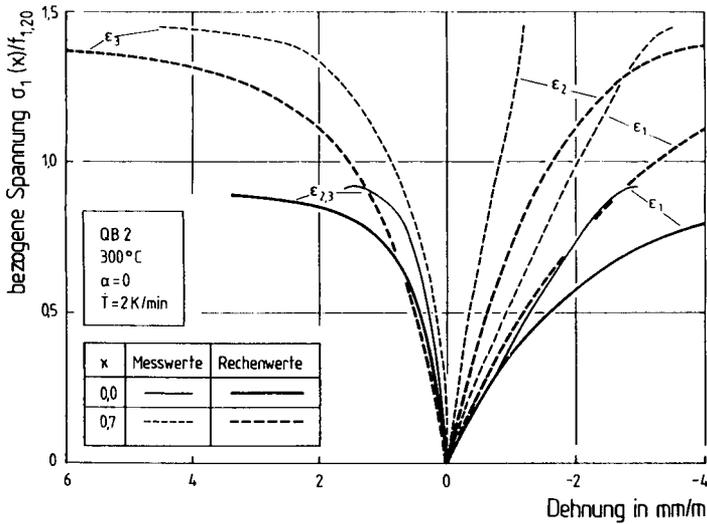


Bild 6.8: Berechnete $\sigma_1 - \epsilon_1$ - Linien des Betons QB2 bei 300 °C für verschiedene Belastungsverhältnisse κ im Vergleich mit Versuchsergebnissen

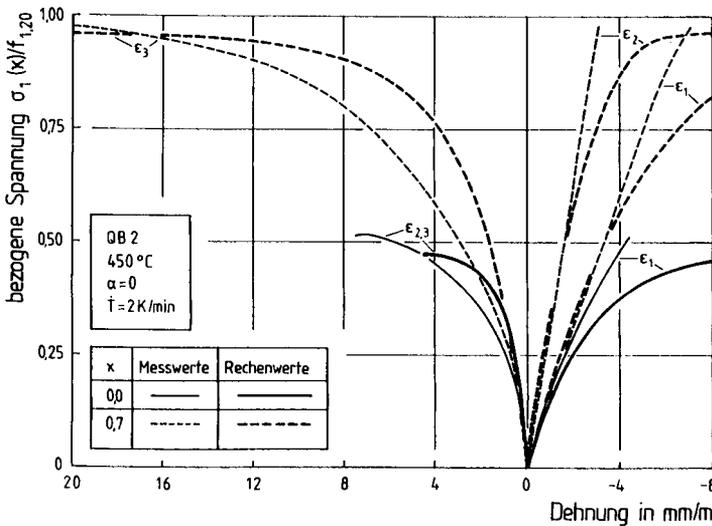


Bild 6.9: Berechnete $\sigma_1 - \epsilon_1$ - Linien des Betons QB2 bei 450 °C für verschiedene Belastungsverhältnisse κ im Vergleich mit Versuchsergebnissen

Bild 6.10 gibt den berechneten und den gemessenen Verlauf der bezogenen Schubspannung τ_0 über der Schubdehnung γ_0 wieder. Wie aus dem Bild hervorgeht, überschätzt die Berechnung die gemessenen Schubdehnungen zum Teil. Dies ist gerade dann der Fall, wenn die berechnete Festigkeit kleiner ausfällt als die im Versuch gemessene. Das wirkt sich direkt auf den Verlauf der $\tau_0 - \gamma_0$ - Linien aus (vgl. Gl. (6.36)). Bei 450 °C und 600 °C stimmen die Festigkeitswerte und infolge dessen auch die Spannungs - Dehnungslinien überein. Daher sind die Abweichungen bei einem Spannungsverhältnis $\kappa = 0,7$ eher auf abweichende Festigkeitswerte und weniger auf unzutreffende Annahmen im Verformungsmodell zurückzuführen.

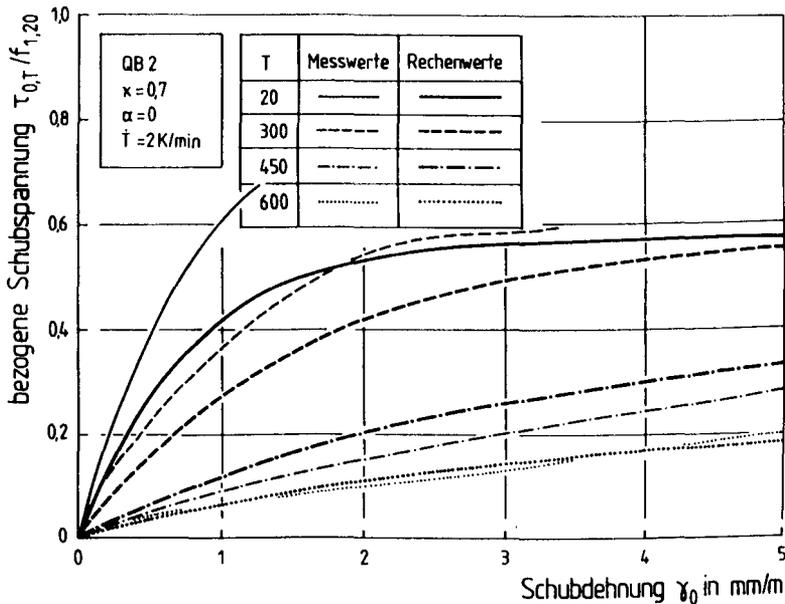


Bild 6.10: Berechnete $\tau_0 - \gamma_0$ - Linien des Betons QB2 für verschiedene Temperaturen für $\kappa = 0,7$ im Vergleich mit Versuchsergebnissen

Der Ansatz eines linear mit der Belastung abfallenden Kompressionsmoduls, vgl. Gl. (6.35), stellt schon bei Raumtemperatur nur eine grobe Näherung dar /43/. Die daraus resultierenden Unterschiede zwischen berechneten und gemessenen $\sigma_0 - \epsilon_0$ - Linien nehmen bei hohen Temperaturen noch zu (Bild 6.11). Mit steigender Temperatur wird die vor dem Erreichen der Festigkeit auftretende

Dilatanz immer ausgeprägter. Die Auswirkung dieser Abweichung auf den Verlauf der $\sigma_1 - \varepsilon_1$ - Linien ist insgesamt jedoch gering.

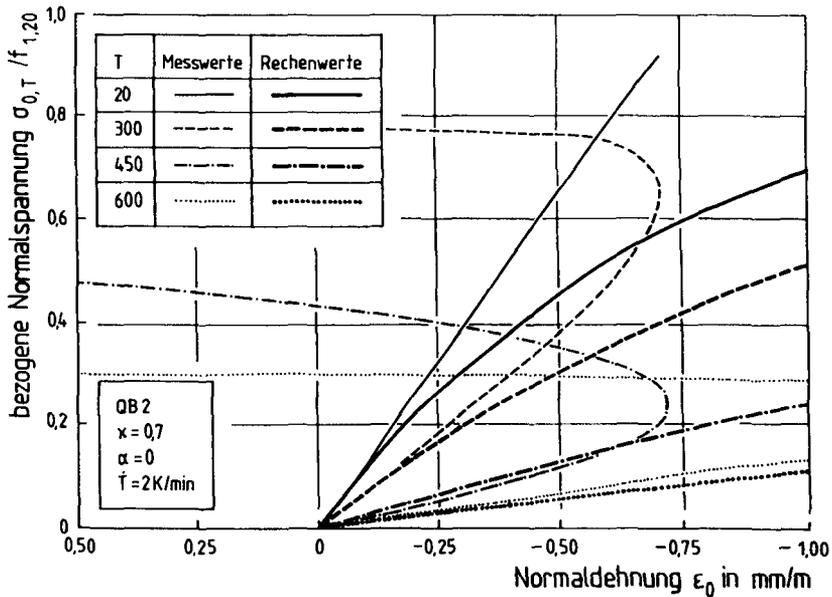


Bild 6.11: Berechnete $\sigma_0 - \varepsilon_0$ - Linien des Betons QB2 für verschiedene Temperaturen für $\kappa = 0,7$ im Vergleich mit Versuchsergebnissen

Wie Bild 6.12 für Versuche bei 600 °C zeigt, werden die drei untersuchten quarzitischen Betone QB1 + QB3 trotz der unterschiedlichen Betonzusammensetzung insgesamt in gleicher Güte vom Verformungsmodell beschrieben.

6.2.3 Zusammenfassung

Die Übertragbarkeit eines bei Raumtemperatur über zahlreiche Versuche abgesicherten Verformungsmodells auf den Bereich hoher Temperaturen wurde für Spannungs - Dehnungslinien eigener Bruchversuche aufgezeigt. Die erforderlichen Änderungen am Ausgangsmodell sind vergleichsweise gering. Daraus ist zu schließen, daß der Verlauf der Spannungs - Dehnungslinien durch hohe Temperaturen qualitativ nicht verändert wird.

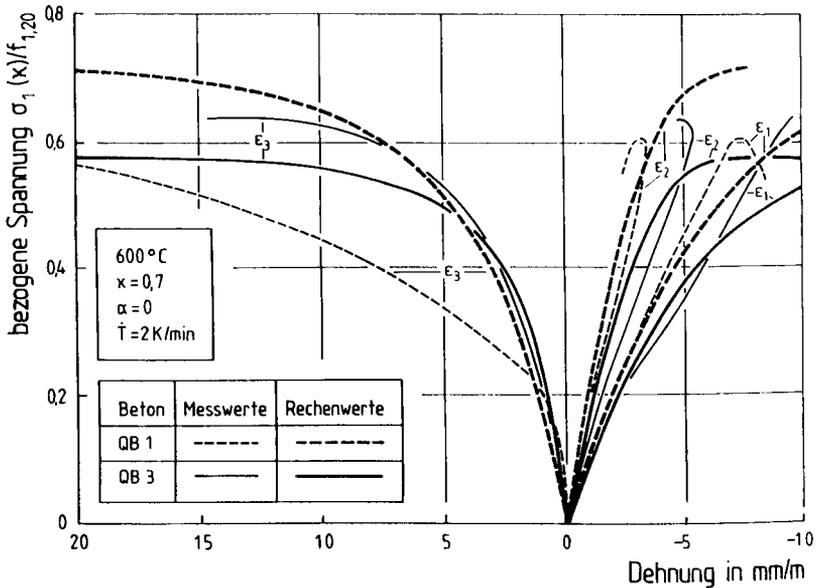


Bild 6.12: Berechnete $\sigma_1 - \epsilon_1$ - Linien der Betone QB1 + QB3 bei 600 °C für $\kappa = 0,7$ im Vergleich mit Versuchsergebnissen

6.3 Verformungsverhalten bei erhöhter, instationärer Temperatur

Die Gesamtdehnung im transienten Kriechversuch setzt sich aus mehreren Anteilen zusammen, die von der Temperatur, der Feuchte, der Zeit und der Belastung abhängen. Die genaue Zuordnung und Bezeichnung dieser Dehnungsanteile wurde bereits in Kap. 3.3 beschrieben. Hier wird nur auf die Beschreibung der transienten Kriechdehnung eingegangen.

6.3.1 Bestehende Ansätze zum Beschreiben des transienten Kriechens

In der Literatur sind bisher zwei grundsätzlich unterschiedliche Ansätze für das transiente Kriechen zu finden. Gl. (6.39) gibt die Definition von Anderberg/Theandersson /4/ wieder:

$$\epsilon'_{tr} = \epsilon_{tot} - \epsilon_{th} - \epsilon_{\sigma} - \epsilon_{cr} \quad (6.39)$$

Der stationäre Kriechterm ϵ_{cr} wird nach Gl. (6.40) bestimmt:

$$\epsilon_{cr} = \beta_0 \cdot \frac{\sigma}{f_{1,T}} \left(\frac{t}{3} \right)^{0,5} \cdot e^{k_1 \cdot (T - 20)} \quad (6.40)$$

β_0 und k_1 sind konstante, dimensionsbehaftete Parameter, die für verschiedene Betone jeweils neu zu ermitteln sind. Im transienten Kriechversuch kann ϵ_{cr} nur in inkrementeller Form berücksichtigt werden. Eine direkte experimentelle Bestimmung dieses Dehnungsanteils ist hierbei nicht möglich.

Für die transiente Kriechdehnung beobachten Anderberg/Theandersson bis etwa 550 °C eine Proportionalität zur thermischen Dehnung, auf die sie ihre Formulierung des transienten Kriechens aufbauen:

$$\epsilon'_{tr} = -k_2 \frac{\sigma}{f_{1,20}} \cdot \epsilon_{th} \quad , \quad k_2 = \text{konst.} \quad (6.41)$$

Bei höheren Temperaturen treten nach diesem Ansatz deutliche Unterschiede zwischen den berechneten und den gemessenen Werten auf /4/. Ein Vergleich mit den Ergebnissen anderer Forscher ist kaum möglich, da i.d.R. die erforderlichen stationären Kriechversuche bei hohen Temperaturen nicht vorliegen. Das Beschreiben des transienten Kriechens ausschließlich über die thermische Dehnung führt dazu, daß der Einfluß der Belastungsgeschichte auf die Größe der transienten Kriechdehnung (vgl. Bild 5.43) nicht zutreffend erfaßt werden kann.

Weil das stationäre Kriechen im transienten Kriechversuch nicht direkt zu erfassen ist, werden die verschiedenen last- und temperaturabhängigen Dehnungsanteile vielfach nach Gl. (3.3) zusammengefaßt und dann ebenfalls als transiente Kriechdehnung bezeichnet /22, 58, 115/.

Für diese transiente Kriechdehnung wählt Schneider /115, 117/ einen Ansatz der Form:

$$\epsilon_{tr} = \frac{\sigma}{E_T} \cdot (1 + \Phi) \quad (6.42)$$

Der Einfluß des Belastungsgrades auf den temperaturabhängigen Verlauf des Elastizitätsmoduls (vgl. Bild 3.16), der sich nach Gl. (6.42) auch auf den Verlauf der Kriechfunktion Φ auswirkt, wird entsprechend berücksichtigt:

$$E_T = E_0 \cdot f(T) \cdot g(\sigma, T) \quad , \quad (6.43)$$

$$g = 1 + \frac{\sigma \cdot (T - 20)}{f_{1,20} \cdot 100} \quad , \quad (6.44)$$

$$\phi = g\phi + \frac{\sigma \cdot (T - 20)}{f_{1,20} \cdot 100} \quad , \quad (6.45)$$

$$\phi = C_1 \tanh \gamma_w (T - 20) + C_2 \tanh \gamma_0 (T - T_g) + C_3 \quad , \quad (6.46)$$

$$\gamma_w = (0,3\omega + 2.2)10^{-3} \quad . \quad (6.47)$$

C_1 , C_2 , C_3 , γ_0 und T_g sind Konstante, die in Abhängigkeit von der Zuschlagart angegeben werden, $f(T)$ beschreibt den Verlauf des E-Moduls über der Temperatur und ω ist der Wassergehalt des Betons in Gew.-%. Außerdem wird für $\sigma/f_{1,20} > 0,3$ der konstante Wert $\sigma/f_{1,20} = 0,3$ angesetzt. Da kein Festigkeitsmodell benutzt wird, wird das rechnerische Versagen in diesem Ansatz durch Erreichen einer maximal zulässigen Dehnungsrate definiert /115/.

Dieser Ansatz läßt sich noch weiter vereinfachen, indem alle Dehnungsanteile, die zugleich von der Belastung und der Temperatur abhängen, in einen Term zusammengefaßt werden /22, 58/. Es ist dadurch nicht mehr erforderlich, den Verlauf des E-Moduls über der Temperatur gesondert zu beschreiben. Eine mathematische Beschreibung dieser transienten Kriechdehnungen - vergleichbar Gl. (6.42) - liegt derzeit nicht vor.

6.3.2 Ansätze zum Beschreiben des transienten Kriechens bei mehraxialer Belastung

Zum Beschreiben des transienten Kriechens unter mehraxialer Belastung kann grundsätzlich auf die oben beschriebenen Ansätze zurückgegriffen werden. Dazu muß, ähnlich wie schon bei der Verformung im Bruchversuch, die Größe der Kriechquerdehnzahl für das transiente Kriechen bekannt sein. Vereinfachend wird in /136/ ein konstanter Wert für μ angenommen.

Eine weitere Möglichkeit besteht in der Erweiterung des allgemeinen Verformungsmodells aus Kap. 6.2.2. Dazu müssen die verschiedenen Steifigkeitsmoduln in Anlehnung an Gl. (6.42) ergänzt werden. Dieser Weg wurde bereits von Walter /145/ eingeschlagen. Da ihm geeignete Versuchsergebnisse fehlten, Be-

schrieb er den deviatorischen und den hydrostatischen Kriechdehnungsanteil mit der gleichen Kriechzahl. Die Ergebnisse in Kap. 5.8 zeigen, daß diese Annahme unzutreffend ist. Geeignete Kriechfunktionen Φ können aus den Bildern 5.32 + 5.37 abgeleitet werden.

Hier wird ein Weg beschritten, der von den bisher gewählten abweicht. Das transiente Kriechen wird in einer Form beschrieben, wie dies bisher für Dehnungen im Bruchversuch üblich ist. Wie Bild 6.13 schematisch zeigt, ist diese Analogie durchaus berechtigt (vgl. z.B. die Bilder 6.11 und 6.12 mit 5.35). Anstelle der mechanischen Belastung im isothermischen Bruchversuch tritt beim transienten Kriechen eine kombinierte thermisch-mechanische Belastung.

Um das in Kap. 6.2.2 vorgestellte Verformungsmodell auf das transiente Kriechen anwenden zu können, sind einige Veränderungen vorzunehmen. Die Änderungen werden auf das unbedingt erforderliche Maß beschränkt, so daß die ursprünglichen Ansätze vom Grundsatz her erhalten bleiben. Dazu gehört, daß ebenfalls auf die Steifigkeitswerte des Kap. 5.6 zurückgegriffen wird. In Anlehnung an den Begriff des transienten Kriechens werden nachfolgend die "Steifigkeitsmoduln" als "transiente Moduln" bezeichnet.

Zu den Änderungen im einzelnen:

Die Spannungen werden wie bisher mit den Gln. (6.28) + (6.30) bestimmt. Die Inkremente der hydrostatischen und deviatorischen transienten Kriechdehnungen liefert Gl. (6.48):

$$\begin{Bmatrix} \Delta \varepsilon_{0tr} \\ \Delta \gamma_{0tr} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{3K_{tr}} & \frac{1}{H_{tr}} \\ \frac{1}{Y_{tr}} & \frac{1}{2G_{tr}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_0 \cdot \frac{\Delta T}{T_0} \\ \tau_0 \cdot \frac{\Delta T}{T_0} \end{Bmatrix} \quad (6.48)$$

Der transiente Kriechmodul K_{tr} nimmt linear mit der Temperatur ab. Dies stellt - wie beim Bruchversuch - nur eine grobe Näherung dar.

$$K_{tr} = K_{0tr} \left(1 - c_{kt} \frac{T}{T_0} \right) \quad , \quad (6.49)$$

$$c_{kt} = 0,02 [-] .$$

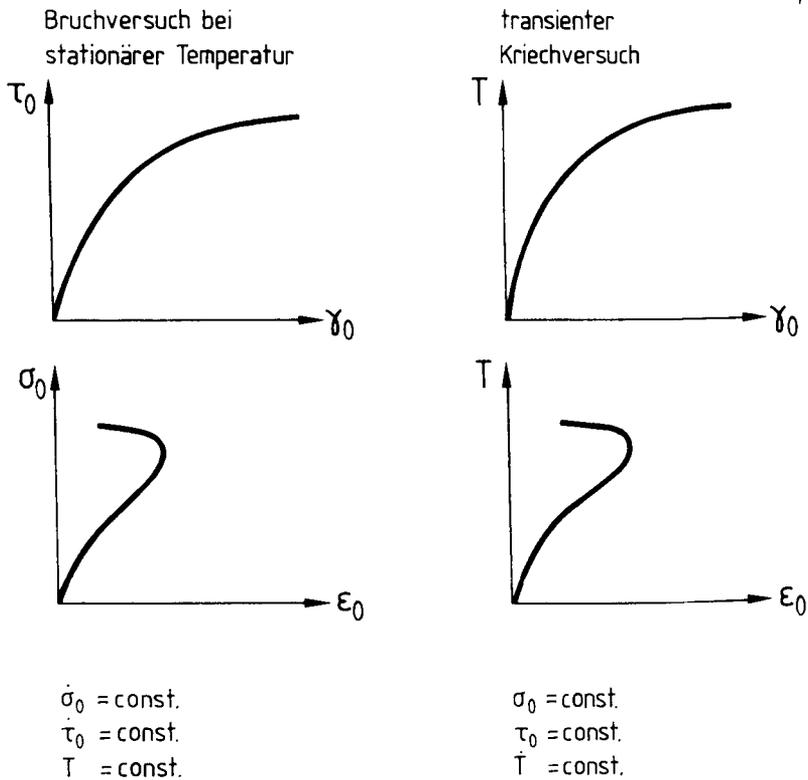


Bild 6.13: Schematische Darstellung der Analogie zwischen isothermischem Bruch- und transientem Kriechversuch

Der Belastungsgrad α_σ , ausgedrückt über die bezogene Normalspannung σ_σ/f_1 , übt einen deutlichen Einfluß auf die transiente hydrostatische Kriechdehnung ϵ_{0tr} aus (vgl. Bild 5.37). Dies ist beim Ansatz des transienten Kompressionsmoduls K_{0tr} durch Gl. (6.50) zu berücksichtigen:

$$K_{0tr} = K_{0,20} (1 + C_{k,tr} \sigma_0) \cdot \left[\frac{\tau_0}{C_{k,\tau}} \right]^{1,5}, \quad (6.50)$$

$$C_{k,tr} = 0,25 \text{ [mm}^2/\text{N]} \quad ,$$

$$C_{k,\tau} = 45 \text{ [N/mm}^2] \quad .$$

Der transiente Schubmodul G_{tr} hängt in gleicher Weise von der Belastung als auch von der Temperatur ab. Die hier gewählten Ansätze entsprechen Gl. (6.36). Die Schubfestigkeit ist für jeden Temperaturschritt in der bereits beschriebenen Weise mit Hilfe der Bruchgrenzfläche nach Gl. (6.17) neu zu bestimmen. Das Verfahren zum Ermitteln der kritischen Temperatur T_{krit} verläuft ähnlich. T_{krit} wurde in Kap. 5.2.1.4 als die Temperatur definiert, bei der eine unter konstantem Belastungsgrad α aufgeheizte Probe versagt. Gemäß dieser Definition kann die kritische Temperatur mit Hilfe der temperaturabhängigen Formulierung der Bruchgrenzfläche berechnet werden. In Kap. 5.8 ist übereinstimmend für die untersuchten Betone eine begrenzte Zunahme der transienten deviatorischen Kriechdehnung γ_{otr} mit der Temperatur zu beobachten. Dem wird durch einen unteren Grenzwert für den transienten Schubkriechmodul G_{tr} Rechnung getragen.

$$G'_{otr} = G_{otr} \cdot C_{gt} \left[1 - \frac{T}{T_{krit}} \right] \quad , \quad (6.51)$$

$$C_{gt} = 8 \quad [-] \quad \text{und}$$

$$G_{tr} = G'_{otr} \left[1 - \frac{\tau_0}{\tau_{0u,T}} \right] \geq C_{g,tr} \cdot G_{otr} \quad , \quad (6.52)$$

$$C_{g,tr} = 0,2 \quad [-].$$

Wie im zugrundegelegten Modell von Stankowski/Gerstle /130/ ist der Ausgangswert G_{otr} des transienten Schubmoduls eine Funktion der Normalspannung σ_0 .

$$G_{otr} = G_{0,20} \cdot (1 - C_g \cdot \sigma_0) \geq C'_g \cdot G_{0,20} \quad , \quad (6.53)$$

$$C_g = 0,021 \quad [\text{mm}^2/\text{N}],$$

$$C'_g = 0,47 \quad [-].$$

Der Kopplungsmodul H_{tr} wird in Anlehnung an Gl. (6.37) nach Gl. (6.54) angesetzt, während der Kopplungsmodul Y_{tr} durch Gl. (6.55) beschrieben wird:

$$H_{tr} = 50 + \frac{250}{\sigma_0 \left[\frac{T}{T_0} - 20 \right]} \quad , \quad \frac{T}{T_0} > 20 \quad [-] \quad , \quad (6.54)$$

$$y_{tr} = \left(\frac{2 \cdot 10^3 T_0}{\tau_0 \cdot T} \right)^2 \quad (6.55)$$

In Bildern 6.14 und 6.15 sind gemessene transiente Kriechdehnungsverläufe des Betons QB2 den Kriechdehnungsverläufen gegenübergestellt, die mit dem vorstehend beschriebenen Ansatz berechnet wurden. Die qualitativen Unterschiede zwischen den unterschiedlichen Belastungsgraden und Spannungsverhältnissen werden zutreffend erfaßt. Augenfällige ist u.a. die deutlich überschätzte Kriechdehnung in der Hauptbelastungsachse bei $\alpha = 0,45$. Für niedrigere Belastungsgrade kann das Modell noch nicht sinnvoll eingesetzt werden, da die Festigkeitswerte der untersuchten Betone bei 600 °C über 15% der Ausgangsfestigkeit liegen. Der Gültigkeitsbereich der Gl. (6.17) würde in diesem Fall verlassen. Bild 6.16 zeigt den Verlauf der transienten Kriechdehnungen für die Betone QB1 und QB3. Für beide Betone ist die Übereinstimmung zwischen Rechnung und Versuch mit den entsprechenden Ergebnissen des Betons QB2 zu vergleichen.

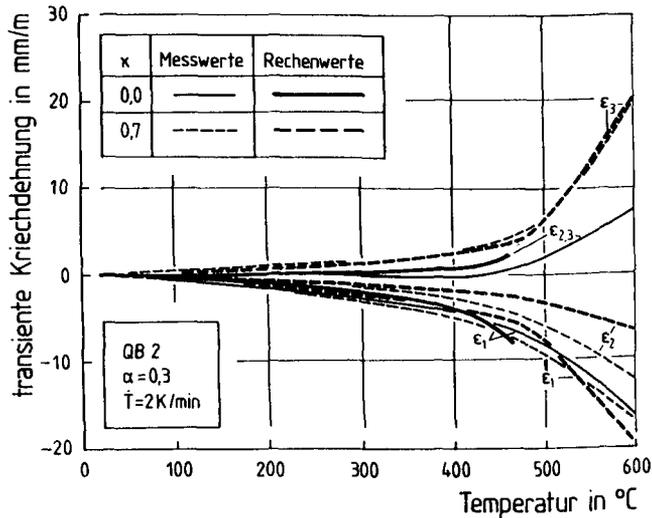


Bild 6.14: Vergleich gemessener und gerechneter Verläufe der transienten Kriechdehnung über der Temperatur des Betons QB2 für verschiedene Spannungsverhältnisse α und $\alpha = 0,3$

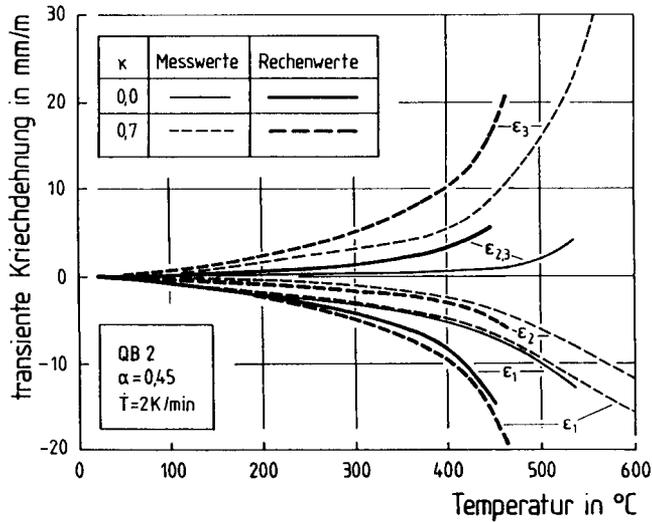


Bild 6.15: Vergleich gemessener und gerechneter Verläufe der transienten Kriechdehnung über der Temperatur des Betons QB2 für verschiedene Spannungsverhältnisse κ und $\alpha = 0,45$

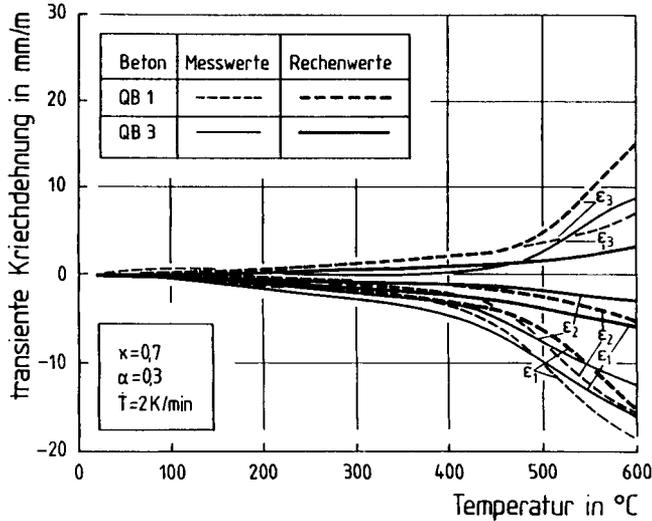


Bild 6.16: Vergleich von gemessenen und gerechneten transienten Kriechdehnungen der Betone QB1 und QB3 für $\alpha = 0,30$ und $\kappa = 0,7$

Bild 6.17 zeigt, daß der vorgestellte Ansatz grundsätzlich in der Lage ist, den Verlauf von Zwangspannungen über der Temperatur zu beschreiben. Die rechnerischen Zwangspannungen in den beiden Achsen stimmen bereits ab etwa 60 °C überein. Das erste Maximum der Zwangspannungen kann erfaßt werden, obwohl der entscheidende Einfluß der Feuchte nur über die zugrundegelegte thermische Dehnung berücksichtigt wird. Dadurch fällt auch die berechnete Zwangspannung zu groß aus. Das zweite Maximum wird nicht beschrieben. Die dabei im Versuch gemessenen Spannungswerte entsprechen nahezu den Festigkeitswerten der unbelastet temperierten Proben (vgl. Bild 5.9). Durch die im Modell in der Nähe der Festigkeit signifikant abnehmenden transienten Steifigkeitsmoduln wachsen die Dehnungen verstärkt an. Die rechnerische Zwangspannung kann daher nicht mehr entscheidend ansteigen.

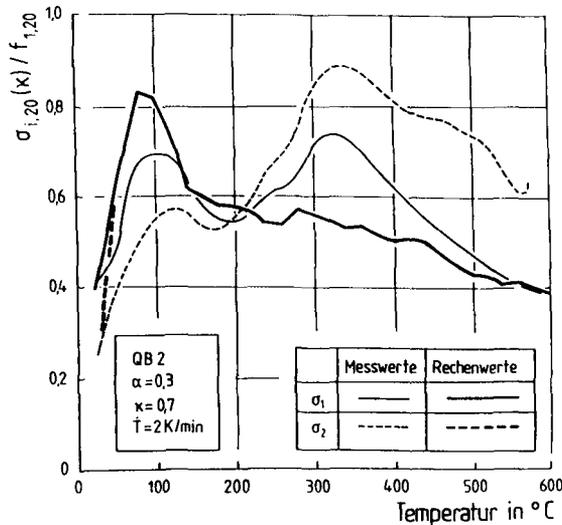


Bild 6.17: Vergleich gemessener und gerechneter Zwangspannungsverläufe über der Temperatur des Betons QB2 für $\alpha_0 = 0,3$ und $\kappa_0 = 0,7$

Die beim transienten Kriechen und bei der Zwängung festgestellten Abweichungen zwischen den berechneten und den gemessenen Werten haben mehrere Ursachen:

- Den Parametern des Festigkeitsmodells liegen Festigkeitswerte zugrunde, die an unbelastet aufgeheizten Proben ermittelt wurden. Das Festigkeitsmodell ist folglich zur Zeit nicht in der Lage, die festigkeitssteigernde Wirkung einer Druckbelastung während des Aufheizens zu beschreiben. Dies hat zur Folge, daß die mit Hilfe des Festigkeitsmodells bestimmten Werte $\tau_{0u,T}$ und T_{krit} zu klein sind. Demzufolge wird der transiente Schubmodul G_{tr} zu sehr und bei zu niedriger Temperatur abgemindert.
- Im Bereich der Portlanditersetzung liegen nur Festigkeitswerte für den Beton QB2 bei 450 °C vor. Der berechnete Festigkeitsverlust, vor allem der Betone QB1 und QB3, stellt mithin nur eine begründete Annahme dar.
- Die lineare Abnahme des transienten Kompressionsmoduls ist, wie im Modell von Stankowski/Gerstle, eine grobe Näherung. Dies macht sich im Fall des transienten Kriechens noch deutlicher nachteilig bemerkbar als im Bruchversuch. Besonders ausgeprägt sind daher auch die Abweichungen beim Beton QB1 in Bild 6.15, wenn man sich den Anstieg der transienten Normalkriechdehnung dieses Betons oberhalb von 450 °C vergegenwärtigt (vgl. Bild 5.34).

Trotz dieser Unzulänglichkeiten sprechen mehrere Gründe für die grundsätzliche Eignung des gewählten Ansatzes:

- Der Anstieg der Dehnungen mit dem Zerfall des Portlandits wird über die Abhängigkeit der kritischen Temperatur T_{krit} und der Schubfestigkeit $\tau_{0u,T}$ von der temperaturabhängigen Bruchgrenzfläche zutreffend erfaßt.
- Der Verlauf der transienten Kriechdehnungen über der Temperatur wird für die drei Hauptachsen qualitativ richtig wiedergegeben.
- Durch das Einbeziehen der Bruchgrenzfläche zum Bestimmen der Parameter wird auch der Einfluß der Betonzusammensetzung berücksichtigt, ohne daß ein besonderer Ansatz erforderlich ist. Es wird ausschließlich auf Werte aus den Bruchversuchen zurückgegriffen.

6.3.3 Zusammenfassung

Zum Beschreiben des transienten Kriechens wurde ein neuer Weg beschritten. Aufgrund des prinzipiell übereinstimmenden Verlaufs der Normal- und der Schubdehnungen im Bruch- und im transienten Kriechversuch wird transientes Kriechen als Folge einer thermisch - mechanischen Belastung angesehen. Dazu wird das Verformungsmodell von Stankowski/Gerstle auf das transiente Kriechen

übertragen und die verschiedenen Parameter des Modells neu bestimmt. Die qualitativen Übereinstimmungen zwischen den rechnerischen und den gemessenen Werten spricht für die grundsätzliche Eignung dieses Ansatzes.

7. ZUSAMMENFASSUNG UND OFFENE PROBLEME

Im Zuge der Brandforschung und der Entwicklung von Spannbeton-Druckreaktoren wurde die Veränderung der mechanischen Eigenschaften des Betons mit steigender Temperatur intensiv in einaxialen Versuchen untersucht. Beim Nachrechnen u.a. von Brandversuchen an biaxial lastabtragenden Platten zeigte sich, daß die beobachteten Spannungumlagerungen im Bauteil mit Werkstoffansätzen auf Basis von einaxialen Versuchen nicht zutreffend erfaßt werden können. Im Gegensatz zu den zahlreichen Versuchen mit mehraxialer Belastung bei Raumtemperatur, gibt es bei hoher Temperatur kaum entsprechende Versuche. Die vorliegende Arbeit soll mit dazu beitragen, diese Lücke zu schließen. Sie befaßt sich experimentell und theoretisch mit dem Festigkeits- und Verformungsverhalten von Beton bei erhöhter Temperatur unter beliebigen Belastungen in der biaxialen Spannungsebene. Dabei wird auch der Einfluß der Betonzusammensetzung von portlandzementgebundenen Betonen studiert und für quarzitisches Beton modelliert.

Mit steigender Temperatur laufen zahlreiche chemisch - physikalische Veränderungen im Beton ab. Eine besondere Rolle spielen die Entwässerung des Zementsteins und der Zerfall des Portlandzements. Durch diese Prozesse wird die Porenstruktur des Betons und vor allem der Ablauf der Ribbildung beeinflußt. Diese strukturellen Veränderungen üben auf die mechanischen Eigenschaften des Betons bei erhöhter Temperatur einen nachhaltigen Einfluß aus.

In der Literaturobwertung wird die Bedeutung der Betonzusammensetzung, Feuchte und mechanischen Einflüsse für die Festigkeit des Betons bei hoher Temperatur dargelegt. Es zeigt sich, daß diese Einflüsse nur selten gezielt variiert wurden. Mit Ausnahme der einaxialen Druckfestigkeit sind Belastungen in der biaxialen Spannungsebene nur vereinzelt Gegenstand der Untersuchungen gewesen. Axiale Zugversuche oder Versuche mit Druck - Zug - Belastung liegen bei hoher Temperatur nicht vor. Bei der Literatursichtung zum Verformungsverhalten im Bruchversuch stellt sich heraus, daß die verschiedenen Einflüsse noch seltener separat untersucht wurden als dies bei der Festigkeit der Fall ist. Außer dem Festigkeits- und Verformungsverhalten im isothermischen Bruchversuch umfaßt die Literaturrecherche das Verhalten unter anisothermischen Bedingungen. Der Einfluß der Betonzusammensetzung und der Belastung wird für das transiente Kriechen und den Verlauf der Zwangsspannungen herausgestellt.

Die eigenen Versuche werden bei Temperaturen bis 600 °C durchgeführt. Sie umfassen die Hochtemperaturfestigkeit und signifikante Größen des Kurzzeitverformungsverhaltens wie E-Modul, Bruchdehnung, Querdehnzahl als auch Schub- und Kompressionsmodul. Hinzu kommen das transiente Kriechen und die transiente Zwängung unter ein- und biaxialer Beanspruchung sowie die thermische Dehnung. Die Zusammensetzung der portlandzementgebundenen Betone wird hinsichtlich der Zuschlagart, des Größtkorndurchmessers, des Zuschlaggehalts und des Wasserzementwerts variiert. Der mechanische Einfluß wird anhand verschiedener ein- und biaxialer Druck - und Zug - Spannungsverhältnissen bei unterschiedlichen Belastungsgraden studiert. Die Ergebnisse zeigen einen einheitlichen Einfluß Betonzusammensetzung auf die Ergebnisse im biaxialen Druckspannungsbereich. Die Wirkung des Spannungsverhältnisses kann über die Invarianten der Spannungen als Veränderung des Belastungsgrades beschrieben werden. Damit können die verschiedenen mechanischen Einflüsse letztlich auf einen Nenner gebracht werden. Die Resultate werden auf der Grundlage der strukturellen Veränderungen des Betons diskutiert und den maßgebenden Mechanismen zugewiesen.

Mit Hilfe der vorgestellten Erweiterung des Festigkeitsmodells von Podgórski kann der Einfluß der Betonzusammensetzung auf die Hochtemperaturfestigkeit in der biaxialen Spannungsebene für einen unbelastet temperierten Portlandzementbeton mit quarzitischem Zuschlag zutreffend beschrieben werden. Zum Beschreiben der Spannungs - Dehnungsbeziehung bei hoher Temperatur wird das bei Raumtemperatur abgesicherte Verformungsmodell von Stankowski/Gerstle erweitert. Der Vergleich mit den eigenen Versuchen zeigt ferner, daß dieses Verformungsmodell auch auf das transiente Kriechen übertragen werden kann. Dabei wird ausschließlich auf Werte aus den Bruchversuchen zurückgegriffen. Eine gesonderte Anpassung an die einzelnen Kriechversuche unterbleibt. Bei Kenntnis der Parameter für das Festigkeitsmodell werden somit zum Beschreiben der Verformungen sowohl im Bruch- als auch im transienten Kriechversuch nur noch Werte aus einaxialen Bruchversuchen benötigt. Versuche mit mehraxialen Belastungen sind zum Beschreiben des transienten Kriechens nicht grundsätzlich erforderlich.

In der vorstehenden Arbeit konnten zahlreiche Aspekte behandelt werden, die das Festigkeits- und Verformungsverhalten von Beton bei hoher Temperatur beeinflussen. Dennoch bleiben verschiedene Fragen offen. Hier wird nur kurz auf ausgewählte Punkte hingewiesen:

- Der Einfluß der Belastung auf die mehraxiale Festigkeit konnte nur exemplarisch für ein einziges Spannungsverhältnis untersucht werden. Dies reicht nicht aus, um den Einfluß auch im vorgestellten Festigkeitsmodell berücksichtigen zu können.
- Im Hinblick auf die Betonzusammensetzung bleibt die Wirkung der verschiedenen Zuschlagarten bei der Modellbildung unberücksichtigt.
- Auf den Einfluß der Bindemittelart konnte ebenso wie auf die Wirkung der Betonfeuchte lediglich in der Literatursichtung eingegangen werden.

Es ist zu erwarten, daß diese Einflüsse auch für das Festigkeits- und Verformungsverhalten des Beton unter mehraxialer Beanspruchung von Bedeutung sind. Entsprechende Versuche wären als Basis für eine Erweiterung der vorgestellten Werkstoffansätze wünschenswert.

8. LITERATUR

- /1/ ABRAMS, M.S.: Compressive strength of concrete at temperatures to 1600 F. In: Effect of Temperature on Concrete. ACI SP 25-2, Detroit, S. 33-58, 1971
- /2/ AKHTARUZZAMAN, A.A.: An investigation into the structural behaviour of concrete under transient and steady states of temperature. Final report on a project: Properties of Concrete at High Temperature. Imperial College, London, 1973
- /3/ ANDERBERG, Y.; THELANDERSSON, S.: Stress and deformation characteristics of concrete at high temperatures, 1. General discussion and critical review of literature. Bulletin 34, Lund Institute of Technology, 1973
- /4/ ANDERBERG, Y.; THELANDERSSON, S.: Stress and deformation characteristics of concrete at high temperatures, 2. Experimental investigation and material behaviour model. Bulletin 54, Lund Institute of Technology, 1976
- /5/ BERTERO, V.V.; POLIVKA, M.: Influence of thermal exposures on mechanical characteristics of concrete. In: ACI Seminar on Concrete for Nuclear Reactors. (C. E. Kesler, Hrsg.), ACI Sp 34-28, Berlin, S. 505-531, 1970
- /6/ BREMER, F.; STEINSDÖRFER, F.: Bruchfestigkeiten und Bruchverformung von Beton unter mehraxialer Belastung bei Raumtemperatur. DAFStb, Heft 263, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1976
- /7/ BUDELMANN, H.: Zum Einfluß erhöhter Temperatur auf Festigkeit und Verformung von Beton mit unterschiedlichen Feuchtegehalten. Dissertation TU Braunschweig, 1987
- /8/ CALLAHAN, J.P.; ROBINSON, G.C.; BURROW, R.C.: Uniaxial compressive strength of concrete for temperatures reaching 1033 K. Nuclear Engineering and Design, Vol. 45, S. 439-448, 1978
- /9/ CAMPBELL-ALLEN, D.; LOW, E.W.E.; ROPER, H.: An investigation on the effect of elevated temperatures on concrete for reactor vessels. Nuclear Structural Engineering, Vol. 2, S. 382-388, 1965
- /10/ CARETTE, G.G.; PAINTER, K.E.; MALHOTRA, V.M.: Sustained high temperature effect on concretes made with normal portland cement, normal portland cement and slag, or normal portland cement and fly ash. Concrete International, No. 7, S. 41-51, 1982
- /11/ CASTILLO, C.; DURRANI, A.J.: Effect of transient high temperature on high-strength concrete. ACI Materials Journal, Vol. 87-M7, No. 1, S. 47-53, 1990
- /12/ CHEN, W.F.: Plasticity in reinforced concrete. McGraw-Hill, New York, 1982

- /13/ CRISPINO, E.: Studies on the technology of concretes under thermal conditions. In: ACI Seminar on Concrete for Nuclear Reactors. (C. E. Kessler, Hrsg.), ACI SP 34-25, Berlin, S. 443-480, 1972
- /14/ CRUZ, C.R.: Elastic properties of concrete at high temperatures. Journal of the PCA Research and Development Laboratories, No. 1, S. 37-45, 1966
- /15/ CRUZ, C.R.; GILLEN, M.: Thermal expansion of portland cement paste, mortar and concrete at high temperatures. Fire and Materials, Vol. 4, No. 2, S. 66-70, 1980
- /16/ DETTLING, H.: Die Wärmedehnung des Zementsteins, der Gesteine und der Betone. DAFStb, Heft 164, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1964
- /17/ DIAS, W.P.S.; KHOURY, G.A.; SULLIVAN, P.J.E.: Mechanical properties of hardened cement paste exposed to temperatures up to 700 °C. ACI Materials Journal, Vol. 87-M18, No. 2, S. 160-166, 1990
- /18/ DIEDERICHS, U.: Untersuchungen über den Verbund zwischen Stahl und Beton bei hohen Temperaturen. Dissertation TU Braunschweig, 1983
- /19/ DIEDERICHS, U.: Mechanisches Verhalten von HTR-Beton, Teil 2: Dauerstandsversuche, Abschlußbericht. Braunschweig, 1986
- /20/ DIEDERICHS, U.; SCHNEIDER, U.; WEIB, R.: Ursachen und Auswirkungen der Entfestigung von Beton bei hoher Temperatur. Bauphysik, Heft 3, S. 104-109, 1980
- /21/ DIEDERICHS, U.; EHM, C.; HINRICHSMEYER, K.; SCHNEIDER, U.; WYDRA, W.: Hochtemperaturverhalten von Festbeton. In: Sonderforschungsbereich 148, Arbeitsbericht 1984 - 1986. Band II, Kap. B3-2, TU Braunschweig, S. 11-59, 1987
- /22/ DIEDERICHS, U.; EHM, C.; HINRICHSMEYER, K.; SCHNEIDER, U.; WYDRA, W.: Hochtemperaturverhalten von Festbeton. In: Sonderforschungsbereich 148, Arbeitsbericht 1984 - 1986. Band II, Kap. B3-4, TU Braunschweig, S. 116-207, 1987
- /23/ DIEDERICHS, U.; BECKER, G.; WEBER, A.: High-temperature creep behaviour of HTR-concrete. In: Transactions of the 9th Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology. (F. H. Wittmann, Hrsg.), Vol. H, Balkema Rotterdam, Lausanne, S. 115-120, 1987
- /24/ DIEDERICHS, U.; EHM, C.; THIENEL, K.-CH.: Zum mehrachsigen Festigkeits- und Verformungsverhalten von Beton bei hoher Temperatur. In: Beiträge zum 22. Forschungskolloquium "Karl-Kordina-Festkolloquium". (DAFStb, Hrsg.), Braunschweig, S. 5-8, 1989
- /25/ DIEDERICHS, U.; JUMPPANEN, U.-M.; PENTTALA, V.: Behaviour of high strength concrete at high temperatures. Report 92, Helsinki University of Technology. Department of Structural Engineering, Espoo, 1989
- /26/ DIEDERICHS, U.; ROSTASY, F.S.; BECKER, G.: Restraint forces of HTR-concrete during heat-up to 300 °C. In: Transactions of the 11th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology. (H. Shibata, Hrsg.), Vol. H 02/6, Tokyo, S. 55-60, 1991

- /27/ DIEDERICH, U.; BECKER, G.; ROSTASY, F.S.: Effect of the hydro-thermal load history on the high-temperature creep of HTR-concrete. In: Transactions of the 11th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology. (H. Shibata, Hrsg.), Vol. H 07/2, Tokyo, S. 163-168, 1991
- /28/ DOUGILL, J.W.: Some effects of thermal volume changes on the properties and behaviour of concrete. In: Proceedings of the International Conference the Structure of Concrete and its Behaviour under Load. Kap. 12, London, S. 499-513, 1965
- /29/ DUDDECK, H.; AHRENS, H.; HUCKFELDT, J.: Junger Beton - Numerik und Anwendung. Zwischenbericht DU 25/38-1. Institut für Statik der TU Braunschweig, S. 13-30, 1991
- /30/ EBERHARDSTEINER, J.: Synthese aus konstitutivem Modellieren von Beton mittels dreiaxialer, nichtlinear-elastischer Werkstoffgesetze und Finite-Elemente-Analysen dickwandiger Stahlbetonkonstruktionen. VMGÖ, Dissertation TU Wien, 1989
- /31/ EBERHARDSTEINER, J.; MESCHKE, G.; MANG, H.: Triaxiales konstitutives Modellieren von Beton. Institut für Festigkeitslehre TU Wien, 1987
- /32/ EHM, C.: Versuche zur Festigkeit und Verformung von Beton unter zweiaxialer Beanspruchung und hohen Temperaturen. Dissertation TU Braunschweig, 1986
- /33/ EHM, C.; KORDINA, K.; SCHNEIDER, U.: The behaviour of concrete under biaxial conditions and high temperatures. In: International Conference on Concrete under Multiaxial Conditions. (Rilem, Hrsg.), Vol. II, Kap. 8, Presses de l' Université Paul Sabatier, Toulouse, S. 182-190, 1984
- /34/ EHM, C.; HINRICHSMEYER, K.; DIEDERICH, U.: Mechanical and physical properties of flyash concrete after hydrothermal storage. Cement and Concrete Research, Vol. 17, S. 968-976, 1987
- /35/ EIBL, J.; IVANYI, G.: Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton. DAFStb, Heft 260, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1976
- /36/ EIBL, J.; ASCHL, H.; BOBROWSKI, J.; CEDOLIN, L.; GARAS, F.K.; GERSTLE, K.H.; HILSDORF, H.; KOTSOVOS, M.D.; OTTOSEN, N.S.; WASTIELS, J.; WILLAM, K.J.: Concrete under multiaxial states of stress constitutive equations for practical design. CEB Bulletin d'Information 156, 1983
- /37/ ENDELL, K.: Versuche über Längen- und Gefügeänderung von Betonzuschlagstoffen und Zementmörteln unter Einwirkung von Temperaturen bis 1200 °C. Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 60, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1929
- /38/ FAIYADH, F.I.; AL-AUSI, M.A.: Effect of elevated temperature on splitting tensile strength of fibre concrete. The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, Vol. 11, No. 3, S. 175-178, 1989
- /39/ FISCHER, R.: Über das Verhalten von Zementmörtel und Beton bei höheren Temperaturen. DAFStb, Heft 214, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, S. 61-128, 1970

- /40/ FRESKAKIS, G.N.; BURROW, R.C.; DEBBAS, E.B.: Strength properties of concrete at elevated temperatures. In: Civil Engineering and Nuclear Power. Vol. 1, Boston, S. 1-29, 1979
- /41/ FURUMURA, F.; OH, C.H.; AVE, T.; KIM, W.J.: Simple formulation for stress-strain relation of normal concrete at elevated temperature. Report of the Research Laboratory of Engineering Materials, Tokyo Institute of Technology, Vol. 12, S. 155-172, 1987
- /42/ GANTVOORT, G.J.: The mechanical properties of concrete, during and after a fire. Report of the Institute TNO for Building Materials and Building Structures, 1978
- /43/ GERSTLE, K.H.: Simple formulation of biaxial concrete behavior. ACI Journal, Vol. 78-5, No. 1, S. 62-68, 1981
- /44/ GERSTLE, K.H.; LINSE, D.; BERTACCHI, P.; KOTSOVOS, M.D.; KO, H.-Y.; NEWMAN, J.B.; ROSSI, P.; SCHICKERT, G.; TAYLOR, M.A.; TRAINA, L.A.; ZIMMERMAN, R.M.; BELLOTTI, R.: Strength of concrete under multiaxial stress states. In: Douglas McHenry International Symposium on Concrete and Concrete Structures. (B. Bresler, Hrsg.), ACI SP 55-5, Detroit, S. 103-131, 1978
- /45/ GERSTLE, K.H.; ASCHL, H.; BELLOTTI, R.; BERTACCHI, P.; KOTSOVOS, M.D.; KO, H.-Y.; LINSE, D.; NEWMAN, J.B.; ROSSI, P.; SCHICKERT, G.; TAYLOR, M.A.; TRAINA, L.A.; WINKLER, H.; ZIMMERMAN, R.M.: Behavior of concrete under multiaxial stress states. Journal of the Engineering Mechanics Division, Proceedings, ASCE, Vol. 106, No. EM6, S. 1383-1403, 1980
- /46/ GEYMAYER, H.: Zum Einfluss erhöhter Temperaturen auf das Formänderungsverhalten von Beton. Sonderdruck aus Zement und Beton, Wien, Heft 63/64, S. 1-7, 1972
- /47/ HAN, D.J.; CHEN, W.F.: Constitutive modeling in analysis of concrete structures. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 113, No. 4, S. 577-593, 1987
- /48/ HARADA, T.; TAKEDA, J.; YAMANE, S.; FURUMURA, F.: Strength, elasticity and thermal properties of concrete subjected to elevated temperatures. In: ACI Seminar on Concrete for Nuclear Reactors. (C. E. Kesler, Hrsg.), ACI SP 34-21, Berlin, S. 377-406, 1972
- /49/ HARMATHY, T.Z.; BERNDT, J.E.: Hydrated portland cement and lightweight concrete at elevated temperatures. Journal of the American Concrete Institute, Vol. 63-4, No. 1, S. 93-112, 1966
- /50/ HILSDORF, H.K.: Die Bestimmung der zweiachsigen Festigkeit des Betons. DAFStb, Heft 173, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1965
- /51/ HINRICHSMEYER, K.: Strukturorientierte Analyse und Modellbeschreibung der thermischen Schädigung von Beton. Dissertation TU Braunschweig, 1987
- /52/ HINRICHSMEYER, K.; ROSTASY, F.S.: Analysis of thermal damage of concrete by application of a structural model. Wissenschaftliche Zeitschrift der Hochschule für Architektur und Bauwesen, Weimar, Band 36, Heft 1/2, S. 41-44, 1990

- /53/ IRSIA, L'INSTITUT POUR L'ENCOURAGEMENT DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE DANS L'INDUSTRIE ET L'AGRICULTURE: Propriétés mécaniques des bétons aux températures élevées (Résistance à la compression et module d'élasticité aux températures de 300 °C - 500 °C - 700 °C). 1974
- /54/ JUMPPANEN, U.-M.; DIEDERICHS, U.; HINRICHSMEYER, K.: Material properties of F-concrete at high temperatures. *Tutkimuksia Forskningsrapporter* 452, 1986
- /55/ KASAMI, H.; OKUNO, T.; YAMANE, S.: Properties of concrete exposed to sustained elevated temperature. In: *Transactions of the 3rd International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology*. (H. Gott, Hrsg.), Vol. H 1/5, London, 1973
- /56/ KHOURY, G.A.: Transient thermal creep of nuclear reactor pressure vessel type concrete. Vol. 1-3, PhD Thesis University of London, 1983
- /57/ KHOURY, G.A.; GRAINGER, B.N.; SULLIVAN, P.J.E.: Transient thermal strain of concrete: literature review, conditions within specimen and behaviour of individual constituents. *Magazine of Concrete Research*, Vol. 37, No. 132, S. 131-144, 1985
- /58/ 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, No. 133, S. 195-215, 1985
- /59/ KHOURY, G.A.; GRAINGER, B.N.; SULLIVAN, P.J.E.: Strain of concrete during first cooling from 600 °C under load. *Magazine of Concrete Research*, Vol. 38, No. 134, S. 3-12, 1986
- /60/ KHOURY, G.A.; DIAS, W.P.S.; SULLIVAN, P.J.E.: Deformation of concrete and cement paste loaded at constant temperatures from 140 to 724 °C. *Materials and Structures*, Vol. 19, No. 110, S. 97-104, 1986
- /61/ KHOURY, G.A.; SARSHAR, R.; SULLIVAN, P.J.E.; GRAINGER, B.N.: Factors affecting the compressive strength of unsealed cement paste and concrete at elevated temperatures up to 600 °C. *Wissenschaftliche Zeitschrift der Hochschule für Architektur und Bauwesen, Weimar*, Band 36, Heft 1/2, S. 89-92, 1990
- /62/ KIEL, M.: Nichtlineare Berechnung ebener Stahlbetonflächentragwerke unter Einschluß von Brandbeanspruchung. *Dissertation TU Braunschweig*, 1987
- /63/ KLINGSCH, W.: Traglastberechnung instationär thermisch belasteter schlanker Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung. *Dissertation TU Braunschweig*, 1975
- /64/ KOBAYASHI, S.; KOYANAGI, W.: Fracture criteria of cement paste, mortar and concrete subjected to multiaxial compressive stresses. In: *RILEM-Symposium on the Deformation and the Rupture of Solids Subjected to Multiaxial Stresses*. Vol. I, Kap. 9, Cannes, S. 131-148, 1972
- /65/ KORDINA, K.; SCHNEIDER, U.: Zum mechanischen Verhalten von Normalbeton unter instationärer Wärmebeanspruchung. *beton*, Band 25, Heft 1, S. 19-25, 1975

- /66/ KORDINA, K.; WYDRA, W.; EHM, C.: Analysis of the developing damage of concrete due to heating and cooling. In: ACI Symposium on Evaluation of Fire Damage of Concrete and Repair of Damage. ACI Sp 92-6, San Francisco, S. 87-113, 1986
- /67/ KORDINA, K.; WYDRA, W.; DIEDERICH, U.: Untersuchung zur Biegezugfestigkeit von thermisch hochbeanspruchtem Stahlfaserbeton. Braunschweig, Forschungsbericht, 1986
- /68/ KOTSOVOS, M.D.; NEWMAN, J.B.: A mathematical description of the deformational behaviour of concrete under complex loading. Magazine of Concrete Research, Vol. 31, No. 107, S. 77-90, 1979
- /69/ KUPFER, H.: Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung. DAFStb, Heft 229, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1973
- /70/ LADE, P.V.: Three-parameter failure criterion for concrete. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 108, No. EM5, S. 850-863, 1982
- /71/ LANIG, N.: Langzeitverhalten von Beton bei mehrachsiger Beanspruchung. Dissertation TU München, 1988
- /72/ 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. In: Effect of Temperature on Concrete. ACI SP 25-3, Detroit, S. 59-102, 1971
- /73/ LINSE, D.: Lösung versuchstechnischer Fragen bei der Ermittlung des Festigkeits- und Verformungsverhaltens von Beton unter dreiachsiger Belastung. DAFStb, Heft 292, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1978
- /74/ LOCHER, F.W.: Chemie des Zements und der Hydratationsprodukte. In: Zement Taschenbuch. (Verein deutscher Zementwerke, Hrsg.), Kap. 3, Bauverlag, Wiesbaden Berlin, S. 49-72, 1984
- /75/ MAJCHROWICZ, J.: Strength of plain concrete under short-term biaxial stress at temperatures up to 600 °C. In: International Conference on Concrete under Multiaxial Conditions. (Rilem, Hrsg.), Vol. I, Kap. 3, Presses de l' Université Paul Sabatier, Toulouse, S. 86-92, 1984
- /76/ MALHOTRA, H.L.: The effect of temperature on the compressive strength of concrete. Magazine of Concrete Research, Vol. 8, No. 22, S. 85-94, 1956
- /77/ MANN, W.; NEUBERT, B.: Wassergehalt von Beton bei Temperaturen von 100 °C bis 500 °C im Bereich des Wasserdampfpartialdruckes von 0 bis 5,0 MPa. DAFStb, Heft 403, Beuth Verlag GmbH, Berlin, S. 5-22, 1989
- /78/ MARECHAL, J.C.: Creep of concrete as a function of temperatures. In: ACI Seminar on Concrete for Nuclear Reactors. (C. E. Kesler, Hrsg.), ACI SP 34-30, Berlin, S. 547-564, 1972
- /79/ MARECHAL, J.C.: Variations in the modulus of elasticity and poisson's ratio with temperature. In: ACI Seminar on Concrete for Nuclear Reactors. (C. E. Kesler, Hrsg.), ACI Sp 34-27, Berlin, S. 495-503, 1972

- /80/ MAULTZSCH, M.: Die thermogravimetrische Analyse (TGA) in der Materialprüfung kunststoffmodifizierter Zementmörtel. Materialprüfung, Band 30, Heft 5, S. 157-161, 1988
- /81/ MESCHKE, G.: Synthese aus konstitutivem Modellieren von Beton mittels dreiaxialer, elasto-plastischer Werkstoffmodelle und Finite-Element-Analysen dickwandiger Stahlbetonkonstruktionen. VWGÖ, Dissertation TU Wien, 1991
- /82/ MEYER, R.: Mehraxiales Werkstoffmodell für Beton mit einheitlichem Konzept im Vor- und Nachbruchbereich. Dissertation TU Braunschweig, 1990
- /83/ MEYERS, S.L.: Thermal expansion characteristics of hardened cement paste and of concrete. Proceedings of Highway Research Board, Vol. 30, S. 193-203, 1950
- /84/ MIDGLEY, H.G.: The mineralogy of set high-alumina cement. Transactions of the British Ceramic Society, Vol. 66, No. 4, S. 161-187, 1967
- /85/ MOHAMEDBHAI, G.T.G.: Effect of exposure time and rates of heating and cooling on residual strength of heated concrete. Magazine of Concrete Research, Vol. 38, No. 136, S. 151-158, 1986
- /86/ NAGAO, K.; NAKANE, S.: Influences of various factors on physical properties of concrete heated to high temperatures. In: Transactions of the 11th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology. (H. Shibata, Hrsg.), Vol. H 03/1, Tokyo, S. 61-66, 1991
- /87/ NASSER, K.W.; NEVILLE, A.M.: Creep of concrete at elevated temperatures. Journal of the American Concrete Institute, Vol. 62, No. 12, S. 1567-1579, 1965
- /88/ NEKRASSOW, K.D.: Hitzebeständiger Beton. Bauverlag, Wiesbaden Berlin, 1961
- /89/ NEKRASSOW, K.D.: Einfluß hoher Temperaturen auf die physikalisch-mechanischen Eigenschaften des Betons. In: Proceedings of a Symposium on the Fire resistance of prestressed concrete. (K. Kordina, Hrsg.), Braunschweig, S. 67-74, 1965
- /90/ NELISSEN, L.J.M.: Biaxial testing of normal concrete. Delft, Heron, Vol. 18, No. 1, 1972
- /91/ NEWMAN, K.: Criteria for the behaviour of plain concrete under complex states of stress. In: Proceedings of the International Conference the Structure of Concrete and its Behaviour under Load. Kap. F, London, S. 255-274, 1965
- /92/ ODLER, I.; MAULA, S.A.: Veränderung der Struktur und der Eigenschaften des Zementsteins infolge Einwirkung erhöhter Temperatur. In: Sonderforschungsbereich 148, Arbeitsbericht 1981 - 1983. Band II, Kap. B6, TU Braunschweig, S. 239-260, 1983
- /93/ OTTOSEN, N.S.: A failure criterion for concrete. Journal of the Engineering Mechanics Division, Proceedings, ASCE, Vol. 103, No. EM4, S. 527-535, 1977

- /94/ OTTOSEN, N.S.: Constitutive modeling for short-time loading of concrete. Journal of the Engineering Mechanics Division, Proceedings, ASCE, Vol. 105, No. EM1, S. 127-141, 1979
- /95/ PHILILEO, R.: Some physical properties of concrete at high temperatures. Journal of the American Concrete Institut, Proceedings, Vol. 54-47, No. 10, S. 857-864, 1958
- /96/ PIASTA, J.: Heat deformations of cement paste phases and the microstructure of cement paste. Materials and Structures, Vol. 17, No. 102, S. 415-420, 1984
- /97/ PIASTA, J.; SAWICZ, Z.; RUDZINSKI, L.: Changes in the structure of hardened cement paste due to high temperature. Materials and Structures, Vol. 17, No. 100, S. 291-296, 1984
- /98/ PIHLAJAVAARA, S.E.: An analysis of the factors exerting effect on strength and other properties of concrete at elevated temperatures. In: Proceedings of the International Symposium on Concrete for Nuclear Reactors. (C. E. Kesler, Hrsg.), ACI SP 34-19, Berlin, S. 347-354, 1972
- /99/ PODGORSKI, J.: General failure criterion for isotropic media. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 111, No. 2, S. 188-201, 1985
- /100/ POLIVKA, M.; BERTERO, V.V.; GJORV, O.E.: The effect of moisture content on the mechanical behavior of concrete exposed to elevated temperatures. In: Proceedings of the Conference on Mechanical Behavior of Materials. Vol. 4, 1. Kyoto, S. 203-213, 1972
- /101/ POPOVICS, S.: A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete. Cement and Concrete Research, Vol. 3, No. 5, S. 583-599, 1973
- /102/ RILEM: Mechanical testing of concrete at high temperatures. (U. Schneider und P. Schwesinger, Hrsg.), GhK Kassel, 1990
- /103/ ROBINSON, G.S.: Behavior of concrete in biaxial compression. Journal of the Structural Division, Vol. 93, S. 71-86, 1967
- /104/ ROSTASY, F.S.; WEIB, R.; WIEDEMANN, G.: Changes of pore structure of cement mortars due to temperature. Cement and Concrete Research, Vol. 10, No. 2, S. 157-164, 1980
- /105/ ROSTASY, F.S.; EHM, C.; HINRICHSMEYER, K.: Structural alterations in concrete due to thermal and mechanical stresses. In: First International RILEM Congress on Pore Structure and Materials Properties. Vol. 1, Paris, 1987
- /106/ ROSTASY, F.S.; DIEDERICH, U.; THIENEL, K.-CH.: Mechanische Hochtemperaturkennwerte von Basaltbeton und Spannstahl. In: Zusammenstellung von Materialdaten für die HTR-Sensitivitätsstudie, Teil II. Braunschweig, 1989
- /107/ ROSTASY, F.S.; DIEDERICH, U.; THIENEL, K.-CH.: Festigkeit und Verformung von Beton unter biaxialer Beanspruchung bei hohen Temperaturen, Zwischenbericht zum DFG-Forschungsvorhaben: Biaxiales Hochtemperaturverhalten von Beton. TU Braunschweig, 1989

- /108/ SAEMANN, J.C.; WASHA, G.W.: Variation of mortar and concrete properties with temperature. Journal of the American Concrete Institute, Vol. 54, No. 5, S. 385-396, 1957
- /109/ SARSHAR, R.: Effect of elevated temperatures on the strength of different cement pastes and concrete. PhD Thesis University of London, 1989
- /110/ SCAVUZZO, R.; GERSTLE, K.H.; KO, H.-Y.: Simple formulation of concrete behavior under triaxial load cycles. In: International Conference on Concrete under Multiaxial Conditions. (Rilem, Hrsg.), Vol. I, Kap. 4, Presses de l' Université Paul Sabatier, Toulouse, S. 114-123, 1984
- /111/ SCHELLING, G.; PARETH, T.: Verhalten des warmen Betons. Lausanne, 1980
- /112/ SCHICKERT, G.; WINKLER, H.: Versuchsergebnisse zur Festigkeit und Verformung von Beton bei mehraxialer Druckbeanspruchung. DAFStb, Heft 277, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1977
- /113/ SCHNEIDER, U.: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbeton bei hohen Temperaturen. Dissertation TU Braunschweig, 1973
- /114/ SCHNEIDER, U.: Bestimmung der Dauerstandfestigkeit (Langzeitverhalten) und des Verformungsverhaltens von Beton üblicher Kellerdecken unter einachsiger Druckbeanspruchung im Bereich hoher Temperaturen. Forschungsbericht, TU Braunschweig, 1974
- /115/ SCHNEIDER, U.: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. Habilitation TU Braunschweig, 1979
- /116/ SCHNEIDER, U.: Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen. DAFStb, Heft 337, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1982
- /117/ SCHNEIDER, U.: Concrete at high temperatures - a general review. Fire Safety Journal, Vol. 13, No. 1, S. 55-68, 1988
- /118/ SCHNEIDER, U.; WEIB, R.; NEISECKE, J.: Verformungsverhalten von Beton bei hohen Temperaturen. In: Sonderforschungsbereich 148, Jahresbericht 1973/1974, Teilprojekt B3. TU Braunschweig, S. 1-41, 1974
- /119/ SCHNEIDER, U.; DIEDERICHS, U.; WEIB, R.: Hochtemperaturverhalten von Festbeton. In: Sonderforschungsbereich 148, Arbeitsbericht 1975 - 1977. Band II, Kap. B3, TU Braunschweig, 1977
- /120/ SCHNEIDER, U.; WEIB, R.: Kinetische Betrachtungen über den thermischen Abbau zementgebundener Betone und dessen mechanische Auswirkungen. Cement and Concrete Research, Vol. 7, No. 3, S. 259-268, 1977
- /121/ SCHNEIDER, U.; DIEDERICHS, U.; ROSENBERGER, W.; WEIB, R.: Hochtemperaturverhalten von Baustoffen. In: Sonderforschungsbereich 148, Arbeitsbericht 1978 - 1980. Band II, Kap. B3, TU Braunschweig, 1980
- /122/ SCHNEIDER, U.; ROSENBERGER, W.; DIEDERICHS, U.: Untersuchung der Ribkinetik in Beton durch Schallemissionsanalyse. Mitteilungsblatt für die amtliche Materialprüfung in Niedersachsen, Heft 20/21, S. 44-51, 1980/1981

- /123/ SCHNEIDER, U.; DIEDERICH, U.: Physical properties of steel and concrete up to melting and ablation. In: Transactions of the 6th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology. (J. Rastoin, Hrsg.), Vol. H 1/1, North-Holland Publishing Group, Paris, 1981
- /124/ SCHNEIDER, U.; DIEDERICH, U.; ROSENBERGER, W.: Basalt-Beton, Eigenschaften und Verwendung. (Basalt-Union GmbH, Hrsg.), Band 4, Bonn, 1981
- /125/ SCHNEIDER, U.; DIEDERICH, U.; EHM, C.; HINRICHSMEYER, K.: Hochtemperaturverhalten von Festbeton. In: Sonderforschungsbereich 148, Arbeitsbericht 1981 - 1983. Band II, Kap. B3-2, TU Braunschweig, S. 8-73, 1983
- /126/ SCHNEIDER, U.; DIEDERICH, U.; EHM, C.; HINRICHSMEYER, K.: Hochtemperaturverhalten von Festbeton. In: Sonderforschungsbereich 148, Arbeitsbericht 1981 - 1983. Band II, Kap. B3-3, TU Braunschweig, S. 75-119, 1983
- /127/ SCHNEIDER, U.; DIEDERICH, U.; EHM, C.; HINRICHSMEYER, K.: Hochtemperaturverhalten von Festbeton. In: Sonderforschungsbereich 148, Arbeitsbericht 1981 - 1983. Band II, Kap. B3-4, TU Braunschweig, S. 120-146, 1983
- /128/ SEEBERGER, J.; KROPP, J.; HILSDORF, H.K.: Festigkeitsverhalten und Strukturveränderungen von Beton bei Temperaturbeanspruchung bis 250 °C. DAFStb, Heft 360, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1985
- /129/ STANKOWSKI, T.; GERSTLE, K.H.: Behavior of concrete under multiaxial load histories. In: International Conference on Concrete under Multiaxial Conditions. (Rilem, Hrsg.), Vol. I, Kap. 4, Presses de l' Université Paul Sabatier, Toulouse, S. 124-132, 1984
- /130/ STANKOWSKI, T.; GERSTLE, K.H.: Simple formulation of concrete behavior under multiaxial load histories. ACI Journal, Vol. 82, No. 2, S. 213-221, 1985
- /131/ STEGBAUER, A.: Kriechen von Beton bei erhöhter Temperatur und bei mehrachsiger Belastung. Forschungsbericht, TU München, S. 1-44, 1972
- /132/ SULLIVAN, P.J.E.; LABANI, J.M.: The performance of lightweight aggregate concrete at elevated temperature. FIP-Kongress. New York, 1974
- /133/ SULLIVAN, P.J.E.; POUCHER, M.P.: The influence of temperature on the physical properties of concrete and mortar in the range 20 °C to 400 °C. In: Effect of Temperature on Concrete. ACI SP 25-4, Detroit, S. 103-135, 1971
- /134/ TABUCHI, M.; IRIYAMA, M.; SUZUKI, T.; NAGAO, N.: Study on degradation of concrete characteristics in the high temperature environment. In: Transactions of the 11th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology. (H. Shibata, Hrsg.), Vol. H 02/3, Tokyo, S. 43-48, 1991
- /135/ THELANDERSSON, S.: Effect of high temperatures on tensile strength of concrete. Nordisk Beton, No. 2, S. 1-28, 1972
- /136/ THELANDERSSON, S.: On the behaviour of concrete exposed to high temperature. Nuclear Engineering and Design, 1984

- /137/ THIENEL, K.-CH.: Einflüsse auf das mechanische Verhalten von Beton bei erhöhten Temperaturen und biaxialer Belastung. In: Technologie und Anwendung der Baustoffe, Festschrift zum 60. Geburtstag von Ferdinand S. Rostásy. (H. Budelmann, Hrsg.), Kap. IV, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, S. 183-190, 1992
- /138/ THIENEL, K.-CH.: Festigkeit und Verformung von Beton unter biaxialer Beanspruchung bei hohen Temperaturen. Anhang zum Abschlußbericht des DFG-Forschungsvorhabens: Biaxiales Hochtemperaturverhalten von Beton. TU Braunschweig, 1993
- /139/ THIENEL, K.-CH.; DIEDERICH, U.: HTR-Betonversuche - Biaxiale Festigkeitsversuche an versiegeltem Beton - Abschlußbericht, TU Braunschweig, 1991
- /140/ THIENEL, K.-CH.; ROSTASY, F.S.; DIEDERICH, U.: Constitutive model of the multiaxial strength of concrete at high temperature. In: Transactions of the 10th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology. (A. H. Hadjian, Hrsg.), Vol. Q, AASMIRT, Los Angeles, S. 103-108, 1989
- /141/ THIENEL, K.-CH.; ROSTASY, F.S.; HINRICHSMEYER, K.; DIEDERICH, U.: Transient creep of PCRV-concrete subjected to biaxial stress and elevated temperature. In: Transactions of the 10th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology. (A. H. Hadjian, Hrsg.), Vol. Q, AASMIRT, Los Angeles, S. 91-96, 1989
- /142/ THIENEL, K.-CH.; ROSTASY, F.S.; BECKER, G.: Strength and deformation of sealed HTR-concrete under biaxial stresses and elevated temperatures. In: Transactions of the 11th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology. (H. Shibata, Hrsg.), Vol. H 03/3, Tokyo, S. 73-78, 1991
- /143/ TROST, H.: Spannungs-Dehnungs-Gesetz eines viskoelastischen Festkörpers wie Beton und Folgerungen für Stabtragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton. beton, Band 16, Heft 6, S. 233-248, 1966
- /144/ VAN MIER, J.G.M.: Fracture of concrete under complex stress. Delft, Heron, Vol. 31, No. 3, 1986
- /145/ WALTER, R.: Partiiell brandbeanspruchte Stahlbetondecken - Berechnung des inneren Zwanges mit einem Scheibenmodell. Dissertation TU Braunschweig, 1981
- /146/ WALZ, K.: Herstellung von Beton nach DIN 1045. 2. Aufl., Betonverlag, Düsseldorf, 1972
- /147/ WARNKE, E.P.: Zum Betonversagen bei dreiaxialer Beanspruchung. unveröffentlicht, 1975
- /148/ WAUBKE, N.V.: Über einen physikalischen Gesichtspunkt der Festigkeitsverluste von Portlandzementbetonen bei Temperaturen bis 1000 °C. In: Brandverhalten von Bauteilen. TU Braunschweig, S. 1-156, 1973

- /149/ WEBER, A.; DIEDERICH, U.: Effects of long-term thermal exposure on the behaviour of HTR-concrete. In: Transactions of the 8th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology. (S. Finzi, Hrsg.), Vol. H 5/3, Brüssel, 1985
- /150/ WEIGLER, H.; FISCHER, R.: Über den Einfluß von Temperaturen über 100 °C auf die Druckfestigkeit von Zementmörtel. In: Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen. DAFStb, Heft 164, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1964
- /151/ WEIGLER, H.; FISCHER, R.: Influence of high temperatures on strength and deformations of concrete. In: ACI Seminar on Concrete for Nuclear Reactors. (C. E. Kesler, Hrsg.), ACI SP 34-26, Berlin, S. 481-493, 1972
- /152/ WEIGLER, H.; KARL, S.: Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge. In: Beton: Arten - Herstellung - Eigenschaften. (H. Kupfer, Hrsg.), Kap. 8.2, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, S. 443-461, 1989
- /153/ WEIB, R.: Ein haufwerkstheoretisches Modell der Restfestigkeit geschädigter Betone. Dissertation TU Braunschweig, 1978
- /154/ WEIB, R.; SCHNEIDER, U.: N₂-Sorptionsmessungen zur Bestimmung der spezifischen Oberfläche und der Porenverteilung von erhitztem Normalbeton. Cement and Concrete Research, Vol. 6, S. 613-622, 1976
- /155/ WIESE, J.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonplatten unter partieller Brandbeanspruchung. Dissertation TU Braunschweig, 1988
- /156/ WILLAM, K.J.; WARNKE, E.P.: Constitutive model for the triaxial behaviour of concrete. Vol. III-1, IABSE Seminar on Concrete Structures Subjected to Triaxial Stresses, Bergamo, 1974
- /157/ ZIEGELDORF, S.; KLEISER, K.; HILSDORF, H.K.: Vorherbestimmung und Kontrolle des thermischen Ausdehnungskoeffizienten von Beton. DAFStb, Heft 305, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1979
- /158/ ZOLDNERS, N.G.: Effect of temperature on concretes incorporating different aggregates. American Society of Testing Materials, Proceedings, Vol. 60, S. 1087-1108, 1960
- /159/ ZOLDNERS, N.G.; WILSON, H.S.: Effect of sustained and cyclic temperature exposures on lightweight concrete. In: Behavior of concrete under temperature extremes. ACI SP 39-9, Detroit, S. 149-178, 1973

VERZEICHNIS DER BISHER IN DER SCHRIFTENREIHE DES IBMB ERSCHEINENEN HEFTE (ISSN 0178-5796)

In der Schriftenreihe "Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig - ISSN 0178-5796 (Heft 1 bis 16 als "Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig", Heft 17 bis 39 als "Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig") sind bisher die nachfolgend aufgeführten Hefte erschienen.

Sie können bezogen werden von:

Institut für Baustoffe, Massivbau
und Brandschutz der Technischen
Universität Braunschweig / Bibliothek
Beethovenstraße 52
3300 Braunschweig

oder über jede Buchhandlung.

Kosten:

Je nach Umfang zwischen DM 10,- und
DM 25,-.

Vergriffene Hefte (s. u.) können als Kopien gegen Erstattung der Kopierkosten bezogen werden.

Vergriffene Hefte:

1 - 4, 7 - 16, 19, 23, 27, 28, 30, 32 - 35, 42,
45, 55, 56

Heft 1:

Deters, R.: Über das Verdunstungsverhalten und den Nachweis öligler Holzschutzmittel. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1962; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1962

Heft 2:

Kordina, K.: Das Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen unter Feuerangriff. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1963; Sonderdruck aus: Beton 13(1962), S. 11-18, 81-84

Heft 3:

Eibl, J.: Zur Stabilitätsfrage des Zweigelenkbogens mit biegeweichem Zugband und schlaffen Hängestangen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1963; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1963

Heft 4:

Kordina, K.; Eibl, J.: Ein Verfahren zur Bestimmung des Vorspannverlustes infolge Schlupf in der Verankerung. Zur Frage der Temperaturbeanspruchung von kreiszylindrischen Stahlbetonsilos. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1964; Sonderdruck aus: Beton- und Stahlbetonbau 58(1963), S. 265-268; 59(1964), S. 1-11

Heft 5:

Ertingshausen, H.: Über den Schalungsdruck von Frischbeton. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1965; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Hannover, 1965

Heft 6:

Waubke, N.V.: Transportphänomene in Betonporen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1966; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 7:

Ehm, H.: Ein Beitrag zur rechnerischen Bemessung von brandbeanspruchten balkenartigen Stahlbetonbauteilen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 8:

Steinert, J.: Möglichkeiten der Bestimmung der kritischen Last von Stab- und Flächentragwerken mit Hilfe ihrer Eigenfrequenz. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 9:

Lämmke, A.: Untersuchungen an dämmschichtbildenden Feuerschutzmitteln. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 10:

Rafla, K.: Beitrag zur Frage der Kippstabilität aufgehängter Träger. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 11:

Ivanyi, G.: Die Traglast von offenen, kreisförmigen Stahlbetonquerschnitten: Brazier-Effekt. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 12:

Meyer-Ottens, C.: Brandverhalten verschiedener Bauplatten aus Baustoffen der Klassen A und B. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1969

Heft 13:

Fuchs, G.: Zum Tragverhalten von kreisförmigen Doppelsilos unter Berücksichtigung der Eigensteifigkeit des Füllgutes. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 14:

Meyer-Ottens, C.: Wände aus Holz und Holzwerkstoffen unter Feuerangriff. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Sonderdruck aus: Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung, H.56(1969)

Heft 15:

Lewandowski, R.: Beurteilung von Bauwerksfestigkeiten anhand von Betongütekübeln und -bohrproben. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1970

Heft 16:

Neubauer, F.-J.: Untersuchungen zur Frage der Rissesicherung von leichten Trennwänden aus Gips-Wandbauplatten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1969

Heft 17:

Meyer-Ottens, C.; Kordina, K.: Gutachten über das Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton: aufgestellt für den Fachverband Gasbetonindustrie. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1970

Heft 17:

Meyer-Ottens, C.; Kordina, K.: Gutachten über das Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton. Erw. Neuaufl. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974

Heft 18:

Bödeker, W.: Die Stahlblech-Holz-Nagelverbindung und ihre Anwendung: Grundlagen und Bemessungsvorschläge. Braunschweig. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1971; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1971, ISBN 3-89288-057-3

Heft 19:

Meyer-Ottens, C.: Bauaufsichtliche Brandschutzvorschriften: Beispiele für ihre Erfüllung bei Wänden, Brandwänden und Decken. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1971

Heft 20:

Liermann, K.: Das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbrückenpfeilern mit Rollenlagern. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972, ISBN 3-89288-056-5

Heft 22:

Nürnberger, U.: Zur Frage des Spannungsrißkorrosionsverhaltens kohlenstoffarmer Betonstähle in Nitratlösungen unter Berücksichtigung praxisnaher Verhältnisse. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972, ISBN 3-89288-054-9

Heft 23:

Meyer-Ottens, C.: Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972

Heft 24:

El-Arousy, T.H.: Über die Steinkohlenflugasche und ihre Wirkung auf die Eigenschaften von Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge im frischen und festen Zustand. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973, ISBN 3-89288-053-0

Heft 25:

Rieche, G.: Mechanismen der Spannungskorrosion von Spannstählen im Hinblick auf ihr Verhalten in Spannbetonkonstruktionen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973, ISBN 3-89288-052-2

Heft 26:

Tennstedt, E.: Beitrag zur rechnerischen Ermittlung von Zwangsschnittgrößen unter Berücksichtigung des wirklichen Verformungsverhaltens des Stahlbetons. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-051-4

Heft 27:

Schneider, U.: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei hohen Temperaturen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973

Heft 28:

Neisecke, J.: Ein dreiparametriges, komplexes Ultraschall-Prüfverfahren für die zerstörungsfreie Materialprüfung im Bauwesen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-050-6

Heft 29:

Kordina, K.; Maack, P.; Hjorth, O.: Traglastermittlung an Stahlbeton-Druckgliedern. Schlußbericht (AIF-Nr. 956). Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-048-4

Heft 30:

Eibl, J.; Ivanyi, G.: Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit von Randbalken bei Stahlbetondecken. Schlußbericht, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974

Heft 31:

Kordina, K.; Janko, B.: Stabilitätsnachweise von Rahmensystemen im Stahlbetonbau. Schlußbericht (AIF-Nr. 1388), Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-049-2

Heft 32:

Hjorth, O.: Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1976; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1975

Heft 33:

Klingsch, W.: Traglastberechnung instationär thermisch belasteter schlanker Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1976; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1976

Heft 34:

Djamous, F.: Thermische Zerstörung natürlicher Zuschlagstoffe im Beton. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977

Heft 35:

Haksever, A.: Zur Frage des Trag- und Verformungsverhaltens ebener Stahlbetonrahmen im Brandfall. Braunschweig. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977

Heft 36:

Storkebaum, K.-H.: Ein Beitrag zur Traglastermittlung von vierseitig gelagerten Stahlbetonwänden. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977, ISBN 3-89288-045-X

Heft 37:

Bechtold, R.: Zur thermischen Beanspruchung von Außenstützen im Brandfall. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977, ISBN 3-89288-046-8

Heft 38:

Steinert, J.: Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesbeton aus dem Wassereindringverhalten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Unveränderter Nachdruck der Erstveröffentlichung Bad Honnef, Osang, 1977 (Zivilschutzforschung, Bd. 7)

Heft 39:

Weiß, R.: Ein haufwerkstheoretisches Modell der Restfestigkeit geschädigter Betone. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1978; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1978, ISBN 3-89288-047-6

Heft 40:

Alda, W.: Zum Schwingkriechen von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1978; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1978, ISBN 3-89288-035-2

Heft 41:

Teutsch, M.: Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken mit rechteckigem Querschnitt unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-036-0

Heft 42:

Schneider, U.: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1979

Heft 43:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Veröffentlichungen 1967 bis 1979. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-037-9

Heft 44:

Kordina, K.; Fröning, H.: Druckmessungen in Silozellen mit einer neu entwickelten Sonde. Abschlußbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-038-7

Heft 45:

Henke, V.: Ein Beitrag zur Zuverlässigkeit frei gelagerter Stahlbetonstützen unter genormter Brandeinwirkung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1980; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1980

Heft 46:

Schneider, U.; Haksever, A.: Wärmebilanzrechnungen für Brandräume mit unterschiedlichen Randbedingungen (Teil 1). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1980

Heft 47:

Walter, R.: Partiiell brandbeanspruchte Stahlbetondecken: Berechnung des inneren Zwanges mit einem Scheibenmodell. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-039-5

Heft 48:

Svensvik, B.: Zum Verformungsverhalten gerissener Stahlbetonbalken unter Einschluß der Mitwirkung des Betons auf Zug in Abhängigkeit von Last und Zeit. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-040-9

Heft 49:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Veröffentlichungen 1967 bis 1981. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-041-7

Heft 50:

Ojha, S.K.: Die Steifigkeit und das Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken unter kombinierter Beanspruchung aus Torsion, Biegemoment, Querkraft und Axialkraft. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-042-5

Heft 51:

Henke, V.: Zusammenstellung und Anwendung Bayes'scher Verfahren bei der Stichprobenbeurteilung. Projekt D1 des SFB 148. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-043-3

Heft 52:

Haksever, A.: Stahlbetonstützen mit Rechteckquerschnitten bei natürlichen Bränden. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Habil.-Schr., Technische Universität Istanbul, 1982, ISBN 3-89288-044-1

Heft 53:

Weber, V.: Untersuchung des Riß- und Verformungsverhaltens segmentärer Spannbetonbauteile. Braunschweig, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-017-4

Heft 54:

Ranisch, E.-H.: Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Baustahl und Beton: geklebte Bewehrung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982

Heft 54:

Ranisch, E.-H.: Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Baustahl und Beton: geklebte Bewehrung. Unveränderter Nachdruck der Ausgabe 1982. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-010-7

Heft 55:

Wiedemann, G.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982

Heft 56:

Timm, R.: Ein geometrisch und physikalisch nichtlineares Rechenmodell zur optimalen Biegebemessung ebener Stahlbetonrahmen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-018-2

Heft 57:

Diederichs, U.: Untersuchungen über den Verbund zwischen Stahl und Beton bei hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-019-0

Heft 58:

Schneider, U.: Wärmebilanzrechnungen in Verbindung mit Versuchen in Brandräumen (Teil 2). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-020-4

Heft 59:

Dobbernack, R.: Wärmebilanzrechnungen in Brandräumen unter Berücksichtigung der Mehrzonenmodellbildung (Teil 3). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-021-2

Heft 60:

Hillger, W.: Verbesserungen und Erweiterungen von Ultraschallprüfverfahren zur zerstörungsfreien Fehlstellen- und Qualitätskontrolle von Betonbauteilen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-014-X

Heft 61:

Blume, F.: Zur Wirklichkeitsnähe der Lastannahmen in Silovorschriften für Zellen aus Stahlbeton und Spannbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-013-1

Heft 62:

Nölting, D.: Das Durchstanzen von Platten aus Stahlbeton : Tragverhalten, Berechnung, Bemessung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-012-3

Heft 63:

Wesche, J.: Brandverhalten von Stahlbetonplatten im baupraktischen Einbauzustand. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-009-3

Heft 64:

Droese, S.: Untersuchungen zur Technologie des Gleitschalungsbaus. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-000-X

Heft 65:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Forschungsarbeiten 1978 - 1983. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-001-8

Heft 66:

Hegger, J.: Einfluß der Verbundart auf die Grenztragfähigkeit von Spannbetonbalken. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-002-6

Heft 67:

Kepp, B.: Zum Tragverhalten von Verankerungen für hochfeste Stäbe aus Glasfaserverbundwerkstoff als Bewehrung im Spannbetonbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-003-4

Heft 68:

Sager, H.: Zum Einfluß hoher Temperaturen auf das Verbundverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-004-2

Heft 69:

Haß, R.: Zur praxisgerechten brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-005-0

Heft 70:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: 17. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, März 1986, Kurzfassungen der Beiträge. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-006-9

Heft 71:

Ehm, C.: Versuche zur Festigkeit und Verformung von Beton unter zweiachsender Beanspruchung und hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-007-7

Heft 72:

Hartwich, K.: Zum Reiß- und Verformungsverhalten von Stahlfaserverstärkten Stahlbetonstäben unter Längszug. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-008-5

Heft 73:

Scheuermann, J.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Verbund und Ribbildung von Stahlbetonbauteilen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-011-5

Heft 74:

Hinrichsmeyer, K.: Strukturorientierte Analyse und Modellbeschreibung der thermischen Schädigung von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-015-8

Heft 75:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Fachseminar Neue Bemessungsregeln durch Änderung der Stahlbeton- und Spannbetonvorschriften DIN 1045, DIN 4227, Juni 1986, Kurzfassungen der Beiträge. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-022-0

Heft 76:

Budelmann, H.: Zum Einfluß erhöhter Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton mit unterschiedlichen Feuchtegehalten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-016-6

Heft 77:

Großmann, F.: Spannungen und bruchmechanische Vorgänge im Normbeton unter Zugbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-023-9

Heft 78:

Rohling, A.: Zum Einfluß des Verbundkriechens auf die Rißbreitenentwicklung sowie auf die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-024-7

Heft 79:

Henning, W.: Zwangrißbildung und Bewehrung von Stahlbetonwänden auf steifen Unterbauten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-025-5

Heft 80:

Richter, E.: Zur Berechnung der Biegetragfähigkeit brandbeanspruchter Spannbetonbauteile unter Berücksichtigung geeigneter Vereinfachungen für die Materialgesetze. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-026-3

Heft 81:

Kiel, M.: Nichtlineare Berechnung ebener Stahlbetonflächentragwerke unter Einschluß von Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-027-1

Heft 82:

Konietzko, A.: Polymerspezifische Auswirkungen auf das Tragverhalten modifizierter zementgebundener Betone (PCC). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-028-X

Heft 83:

Grzeschkowitz, R.: Zum Trag- und Verformungsverhalten schlanker Stahlbetonstützen unter besonderer Berücksichtigung der schiefen Biegung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-030-1

Heft 84:

Wiese, J.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonplatten unter partieller Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-031-X

Heft 85:

Rudolph, K.: Traglastberechnung zweiachsig biegebeanspruchter Stahlbetonstützen unter Brandeinwirkung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-032-8

Heft 86:

Kordina, K.; Meyer-Ottens, C.; Noack, I.: Einfluß der Eigenbrandlast auf das Brandverhalten von Bauteilen aus brennbaren Baustoffen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989, in Vorbereitung, ISBN 3-89288-058-1

Heft 87:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Forschungsarbeiten 1984 - 1989. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989, ISBN 3-89288-034-4

Heft 88:

Grossert, E.: Untersuchungen zum Tragverhalten von Massivbrücken mit zweizelligem Kastenquerschnitt. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1989, ISBN 3-89288-059-X

Heft 89:

Weiterbildungsseminar "Bauen in Europa", November 1990 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-063-8

Heft 90:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Claußen, T.; Voß, K.-U.: Vorspannung im Hochbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1991, ISBN 3-89288-064-6

Heft 91:

Fachtagung Spannbeton im Hoch- und Industriebau, Kurzreferate, 1991, ISBN 3-89288-065-4

Heft 92:

Heins, T.: Simulationsmodell zur Sicherheitstechnischen Beurteilung der Rauchausbreitung in ausgedehnten Räumen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1991; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, ISBN 3-89288-066-2

Heft 93:

Hagen, E.: Zur Prognose des Gefährdungspotentials von Raumbränden. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1992; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1991, ISBN 3-89288-072-7

Heft 94:

Fachseminar "Instandsetzung und Erüchtigung von Massivbauten", 14.-15. November 1991 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-068-9

Heft 95:

Qualitätssicherung im Bauwesen, VMPA-Tagung 1992, 25.-26.06.1992, Tagungsbericht, ISBN 3-89288-071-9

Heft 96:

Weiterbildungsseminar "Brandschutz im Industriebau", 30.09.1992 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-070-0

Heft 97:

Fachseminar "Neue Technologien im Bauwesen", 12.-13.11.1992 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-073-5

Heft 98:

Gunkler, E.: Verstärkung biegebeanspruchter Mauerwerkswände durch bewehrte Ergänzungsschichten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1992, ISBN 3-89288-074-3

Heft 99:

Dorn, Th.: Zur Berechnung des Tragverhaltens brandbeanspruchter Tragwerke in Verbundbauweise unter besonderer Berücksichtigung der Träger-Stützen-Anschlüsse. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1992, ISBN 3-89288-075-1

Heft 100:

Fachseminar "Stahlfaserbeton", 04.03.93 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-076-X

Heft 101:

Falkner, H.; Teutsch, M.: Vergleichende Untersuchungen an unbewehrten und stahlfaserbewehrten Industriefußböden. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-077-8

Heft 102:

Falkner, H.; Teutsch, M.: Comparative studies of plain and steel fiber reinforced concrete industrial ground slabs. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-078-6

Heft 103:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 1993: 5. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis, 06.-07.10.1993, Kurzreferate, ISBN 3-89288-079-4

Heft 104:

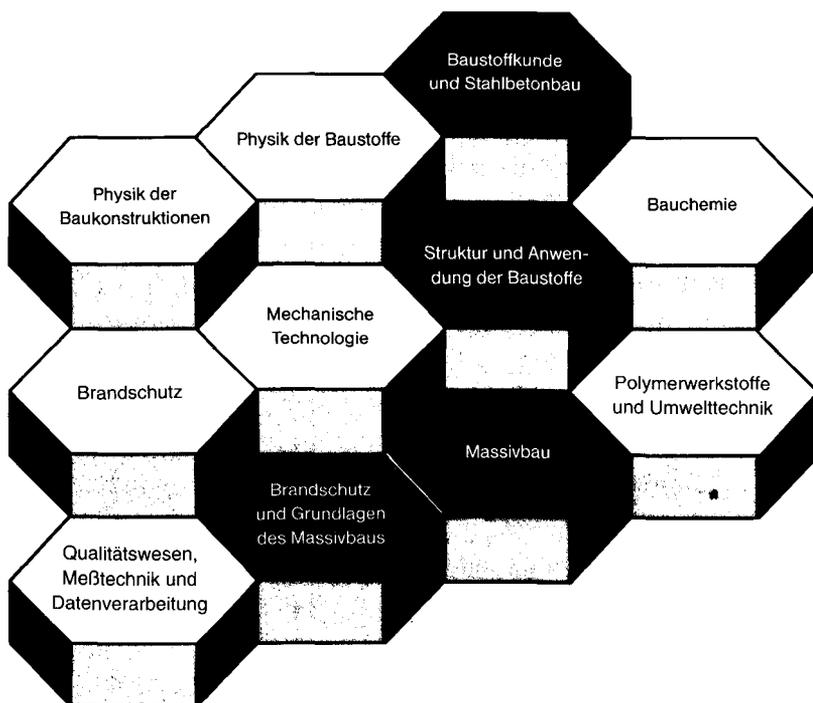
Thienel, K.-C.: Festigkeit und Verformung von Beton bei hoher Temperatur und biaxialer Beanspruchung, 1993; Zugl.: Diss., TU Braunschweig, 1993; ISBN 3-89288-080-8

Heft 105:

Dauerhafte Bauwerke aus Faserbeton, Braunschweiger Bauseminar 1993, 11.-12. November 1993, ISBN 3-89288-081-6

Druck auf chlorfrei gebleichtem Papier.
Schmidt Buchbinderei & Druckerei
Hamburger Straße 267 · 3300 Braunschweig
Telefon 05 31 / 33 75 89
Telefax 05 31 / 34 44 49

FACHGEBIETE UND ABTEILUNGEN



ISBN 3-89288-080-8
ISSN 0178-5796