

2662-4570

**INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ  
DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG**

Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Direktoren:

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. K. Kordina

Prof. Dr.-Ing. F. S. Rostásy

**ZUM EINFLUSS ERHÖHTER TEMPERATUR  
AUF FESTIGKEIT UND VERFORMUNG VON  
BETON MIT UNTERSCHIEDLICHEN FEUCHTE-  
GEHALTEN**

von

Harald Budelmann

**Heft 76**

**BRAUNSCHWEIG**

**1987**

**ISSN 0178-5796**

**ISBN 3-89288-016-6**

*Z.T. R + TA + (Jawl. Baumstoffleimende  
Stahlbeton)*

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

Eingereicht am 25.3.1987

Mündliche Prüfung am 6.7.1987

Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. F.S. Rostásy

Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. U. Schneider

## Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig. Die Mittel zur Durchführung der Versuche wurden in dankenswerter Weise von der Deutschen Forschungsgemeinschaft im Rahmen einer Sachbeihilfe zur Verfügung gestellt.

Ermöglicht wurde diese Arbeit einerseits durch Herrn Prof. Dr.-Ing. F.S. Rostásy, der sie anregte und in fachlicher Diskussion engagiert förderte, sowie andererseits durch meine Familie, die mir stets durch Geduld und Verständnis half. Ihnen gilt mein herzlicher Dank.

Herrn Prof. Dr.-Ing. U. Schneider, der den Mitbericht übernahm, danke ich für seine Unterstützung. Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. K. Kordina danke ich für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes und Herrn Prof. Dr.-Ing. H. Duddeck für die Beteiligung an der Prüfung.

Bei allen Mitarbeitern des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz möchte ich mich für die jederzeit gute Zusammenarbeit bedanken. Dieser Dank gilt insbesondere Herrn B. Kraska für seine Mitarbeit bei der Lösung aller versuchs- und meßtechnischen Probleme und für die gewissenhafte Durchführung der Versuche, Frau B. Fenner und Herrn H. Floren für die Mitwirkung bei der Auswertung der Versuchsergebnisse und für deren sorgfältige Darstellung sowie Frau Bödeker für das Schreiben des Manuskriptes.

Braunschweig, im Juli 1987

Harald Budelmann

Inhalt

1	EINLEITUNG	1
1.1	Problemstellung und Ziel	1
1.2	Übersicht über die Arbeit	2
2	ZUM WASSERHAUSHALT DES BETONS	3
2.1	Porenraum und Wasserbindung	3
2.1.1	Vorbemerkungen	3
2.1.2	Die Porosität des Zementsteins	4
2.1.3	Die Bindung des Wassers im Porenraum	7
2.1.4	Die Sorptionsisotherme	11
2.2	Feuchtetransport im Beton	18
2.2.1	Mechanismen des Feuchtetransports	18
2.2.2	Ansätze zur Beschreibung des Feuchtetransports	21
2.3	Feuchtebedingungen in Betonbauteilen bei erhöhter Temperatur	29
3	STAND DER ERKENNTNISSE ÜBER DEN EINFLUSS ERHÖHTER TEMPERATUR BIS CA. 100 °C AUF DIE BETONEIGENSCHAFTEN	38
3.1	Einaxiale Betondruckfestigkeit bei erhöhter Temperatur	38
3.2	Betonzugfestigkeit bei erhöhter Temperatur	46
3.3	Elastizitätsmodul und Spannung-Dehnungsbeziehung bei erhöhter Temperatur	50
3.4	Thermische Betondehnung	54
3.5	Betonkriechen bei erhöhter Temperatur	57
3.5.1	Einflüsse aus Werkstoffstruktur und -zustand	57
3.5.1.1	Einfluß von Zementart, -menge und Mahlfeinheit	57
3.5.1.2	Einfluß des Wasserzementwertes	59
3.5.1.3	Einfluß der Zuschlagart	60
3.5.1.4	Einfluß des Belastungsalters	61
3.5.1.5	Einfluß der Erhärtungsbedingungen	63
3.5.1.6	Bewertung und offene Fragen	65
3.5.2	Einflüsse aus der Lasteinwirkung	66
3.5.2.1	Einfluß des Belastungsgrades	66
3.5.2.2	Einfluß der Belastungsdauer	67

3.5.2.3	Verzögerte Elastizität bei erhöhter Temperatur	69
3.5.2.4	Bewertung und offene Fragen	70
3.5.3	Einflüsse der thermisch-hygrischen Umgebungs- bedingungen	71
3.5.3.1	Einfluß erhöhter, stationärer Temperatur	71
3.5.3.2	Einfluß der Feuchtebedingungen bei erhöhter Temperatur	73
3.5.3.3	Einfluß erhöhter, instationärer Temperatur	77
3.5.3.4	Bewertung und offene Probleme	80
4	PROGRAMM UND TECHNIK EIGENER VERSUCHE	81
4.1	Versuchsprogramm	81
4.1.1	Überblick über das Versuchsprogramm	81
4.1.2	Konditionierungs- und Versuchsklimata	82
4.1.3	Versuchsprogramm zum Festigkeits- und Kurzzeit- verformungsverhalten	83
4.1.4	Versuchsprogramm zur thermischen Betondehnung	84
4.1.5	Versuchsprogramm zum Kriechen und Schwinden	84
4.1.6	Programm der Strukturuntersuchungen	85
4.2	Baustoffe und Probekörper	86
4.2.1	Verwendete Baustoffe	86
4.2.2	Geometrie und Herstellung der Probekörper	87
4.3	Eingesetzte Versuchstechnik	90
4.3.1	Versuchstechnik für das Festigkeits- und Kurz- zeitverformungsverhalten	90
4.3.2	Kriechversuchseinrichtungen	91
5	VERSUCHSERGEBNISSE UND DISKUSSION	95
5.1	Versuchsergebnisse zur thermischen Betondehnung	95
5.1.1	Einfluß der Zuschlagart und der Bindemittelart	95
5.1.2	Einfluß der Betonfeuchte	96
5.1.3	Einfluß zyklischer Temperierung	97
5.1.4	Diskussion der Versuchsergebnisse zur thermischen Betondehnung	99
5.1.5	Zusammenfassung	102

5.2	Ergebnisse der Strukturuntersuchungen an Beton	104
5.2.1	Porositätsmessungen mittels Quecksilberdruckporosimetrie	104
5.2.2	Strukturuntersuchungen mittels Differentialthermoanalyse	108
5.2.3	Diskussion der Ergebnisse der Strukturuntersuchungen	110
5.2.4	Zusammenfassung	114
5.3	Versuchsergebnisse zum Festigkeits- und Kurzzeitverformungsverhalten	114
5.3.1	Einflüsse auf die Druckfestigkeit	114
5.3.1.1	Einfluß der Temperaturhöhe und -einwirkungsdauer	114
5.3.1.2	Einfluß der Betonfeuchte	116
5.3.1.3	Einfluß zyklischer Temperierung	118
5.3.1.4	Einfluß der Zuschlagart	118
5.3.1.5	Einfluß der Bindemittelart	121
5.3.2	Einflüsse auf die Spaltzugfestigkeit	121
5.3.3	Einflüsse auf den Elastizitätsmodul und die Spannung-Dehnungsbeziehung	124
5.3.4	Diskussion der Versuchsergebnisse zum Festigkeits- und Kurzzeitverformungsverhalten	127
5.3.5	Zusammenfassung	133
5.4	Versuchsergebnisse zur Betontrocknung	134
5.4.1	Einfluß der Temperaturhöhe und der Umgebungsfeuchte	134
5.4.2	Einfluß zyklischer Klimatisierung	134
5.4.3	Einfluß der Zuschlagart und der Bindemittelart	136
5.4.4	Beschreibung der zeitlichen Trocknungsentwicklung	137
5.4.5	Zusammenfassung	140
5.5	Versuchsergebnisse zum Betonschwinden	140
5.5.1	Einfluß der Temperaturhöhe und der Umgebungsfeuchte	140
5.5.2	Einfluß zyklischer Temperierung	143
5.5.3	Einfluß der Zuschlagart und der Bindemittelart	144
5.5.4	Zusammenfassung	144

5.6	Versuchsergebnisse zum Betonkriechen	144
5.6.1	Phänomenologische Beschreibung der Versuchsergebnisse	144
5.6.2	Einfluß der Temperaturhöhe und der Umgebungsfeuchte	146
5.6.3	Einfluß der Abfolge von Temperatur und Last	148
5.6.4	Verzögert elastische Verformung	150
5.6.5	Einfluß zyklischer Temperierung	151
5.6.6	Einfluß der Zuschlagart und der Bindemittelart	152
5.6.7	Zusammenfassung	153
6	ZUR BESCHREIBUNG UND VORHERSAGE DES SCHWINDENS UND KRIECHENS VON BETON BEI ERHÖHTER TEMPERATUR	154
6.1	Schwinden	154
6.1.1	Mechanismen und Beschreibung des Schwindens bei Normaltemperatur	154
6.1.2	Vorhersage des Schwindens bei erhöhter Temperatur	159
6.1.3	Zusammenfassung	165
6.2	Kriechen	166
6.2.1	Mechanismen und Komponenten des Kriechens	166
6.2.2	Funktionen zur Beschreibung des zeitlichen Kriechverlaufs	169
6.2.3	Erfassung des Einflusses erhöhter Temperatur auf das Betonkriechen	174
6.2.4	Bestehende Ansätze zur Kriechvorhersage für erhöhte Temperatur	176
6.2.5	Überprüfung der Eignung der Kriechvorhersagemethode nach CEB/FIP für erhöhte Temperatur	178
6.2.6	Erweiterung der Kriechvorhersagemethode von Müller für erhöhte Temperatur	186
6.2.7	Zusammenfassung	193
7	FOLGERUNGEN FÜR PRAXIS UND FORSCHUNG	194
8	ZUSAMMENFASSUNG	197
9	LITERATUR	200

### Bezeichnungen

#### Großbuchstaben

D	Transportkoeffizient
E	Elastizitätsmodul
F	Kraft in N
G	Probekörpermasse in g
O	Oberfläche in m <sup>2</sup>
Q	Aktivierungsenergie in J/mol
R	allgemeine Gaskonstante in J/mol · K
T	absolute Temperatur in K
V	Volumen in m <sup>3</sup>
W	Wassergehalt des Betons in kg/m <sup>3</sup>
Z	Zementgehalt des Betons in kg/m <sup>3</sup>

#### Kleinbuchstaben

$c_{sp}$	spezifisches Kriechmaß $\epsilon_k/\sigma_k$ in ‰ je N/mm <sup>2</sup>
$d_{ef}$	wirksame Körperdicke in mm oder cm
m	Hydratationsgrad
p	Porosität oder Druck
r	Radius in m
t	Zeit, Beobachtungszeitpunkt in d oder h
u	Feuchtegehalt, bezogen auf das Trockengewicht in M.-%
$u'$	Feuchtegehalt, bezogen auf die verdampfbare Feuchte
$u_m, u'_m$	mittlerer Feuchtegehalt eines Körpers
w	Wasserzementwert
x	Ortsvariable

#### Griechische Buchstaben

$\alpha$	Belastungsgrad $\sigma_k/\beta_C$ ; oder Transportkoeffizient
$\alpha_s$	Temperaturdehnzahl in 1/K
$\beta$	Festigkeit in N/mm <sup>2</sup>
$\epsilon$	Dehnung in ‰
$\epsilon_a$	rasche Anfangsverformung
$\epsilon_f$	Fließdehnung
$\epsilon_{f,g}$	Grundfließdehnung
$\epsilon_{f,tr}$	Trocknungsfließdehnung

$\epsilon_k$	Kriechdehnung
$\epsilon_v$	verzögert elastische Dehnung
$\psi$	relative Feuchte in %
$\psi_k$	Kriechzahl $\epsilon_k/\epsilon_{el}$
$\phi$	Kriechfunktion, spezifische Gesamtverformung
$\sigma$	Spannung in N/mm <sup>2</sup>
$\vartheta$	Temperatur in °C
$\dot{\vartheta}$	Aufheizgeschwindigkeit in K/h
$\tau$	Betonalter in d oder h
$\tau_0$	Erstbelastungsalter des Betons in d oder h
$\tau_e$	Betonalter bei Entlastung in d oder h
$\tau_s$	Betonalter bei Trocknungsbeginn in d oder h
$\tau_g$	Betonalter bei Beginn thermischer Beanspruchung in d oder h
$\rho$	Stoffdichte in kg/m <sup>3</sup>

### Indizes

b	Beton
C	Zylinder
el	elastisch
f	feucht
g	Zuschlag
G	Gel
k	Krümmung; oder Kriechen
K	Kapillaren
L	Luft
m	mittlerer Wert
p	Poren, Porosität
s	Sättigung; oder Schwinden
sp	spezifisch
SZ	Spaltzug
tr	trocken, trocknend
v	verzögert elastisch
W	Wasser
z	Zug
Z	Zement, Zementstein
0	zum Zeitpunkt $t = 0$ , Ausgangswert
28	im Alter 28 d
$\infty$	zum Zeitpunkt $t = \infty$

Einmalig verwendete Bezeichnungen werden direkt im Text erläutert.

## 1 EINLEITUNG

### 1.1 Problemstellung und Ziel

Die Veränderungen der Betoneigenschaften infolge der Einwirkung betriebsbedingt erhöhter Temperatur wurden bisher vornehmlich im Zuge der Entwicklung von Reaktor-Druckbehältern aus Spannbeton studiert. Die für Behälterbauteile zutreffenden klimatischen und geometrischen Bedingungen berücksichtigend, richtete sich das Interesse auf das Festigkeits- und Verformungsverhalten massiger Betonkörper bei stationär erhöhter Temperatur bis ca. 250 °C und für die Grenzzustände der Betonfeuchte "versiegelt" und "trocken".

Den thermisch-hygrischen Bedingungen in vergleichsweise feingliedrigen Bauteilen anderer Bauwerke, vornehmlich der Energietechnik, wird die Unterscheidung der beiden genannten, extremen Situationen nicht gerecht. Solche Bauwerke sind z. B. Kühltürme, Wärmespeicherbecken, Schornsteine. Hier wirken Betriebstemperaturen unterhalb von 100 °C bei Feuchtegehalten ein, die dadurch, daß Bauteile häufig mit Wasser in Berührung stehen oder in dessen Nähe sind, von der Sättigung bis zu "lufttrockenen" Verhältnissen reichen können. Die Temperatur und Feuchte sind vorwiegend orts- und zeitabhängig, denn der überwiegende Bereich dünner Querschnitte korrespondiert, aktiviert durch erhöhte Temperatur, mit der Umgebungsluft.

Die Betonfeuchte und deren Veränderung unter der Einwirkung erhöhter Temperatur beeinflussen die Festigkeit und Verformung von Beton wesentlich; der Kenntnisstand aus der Reaktorforschung wird dem nicht gerecht. Hier setzt die vorliegende Arbeit an. Ziel ist, mittels experimenteller und theoretischer Untersuchungen zur Klärung des Einflusses der Betonfeuchte auf Festigkeit und Verformung von Beton unter der Einwirkung erhöhter Temperatur bis ca. 100 °C beizutragen. Dazu sollen gezielte Untersuchungen dienen, in denen die

klimatischen, geometrischen und betontechnologischen Parameter so modelliert werden, daß sie den Feuchtebereich zwischen den genannten Grenzsituationen erschließen und die Anbindung der Ergebnisse an jene aus der Reaktorforschung erlauben.

## 1.2 Übersicht über die Arbeit

Die Arbeit ist wie folgt gegliedert: Zuerst werden die Grundlagen der Bindung und des Transports von Wasser im Betonporenraum sowie die Feuchtebedingungen in Betonbauteilen bei erhöhter Temperatur dargestellt.

Es folgt eine Übersicht über den Erkenntnisstand zum Einfluß erhöhter Temperatur bis ca. 100 °C auf die Betoneigenschaften unter besonderer Berücksichtigung des Kriechens.

In den nachfolgenden Abschnitten wird über die experimentellen Ergebnisse berichtet. Nach der Darstellung des Programms und der Technik der Versuche werden wesentliche Versuchsergebnisse zur thermischen Betondehnung, zur Druckfestigkeit und Spaltzugfestigkeit sowie zum Kurzzeit- und Langzeitverformungsverhalten dargestellt. Anhand struktureller Untersuchungen und theoretischer Betrachtungen der Wasserbindung im Porenraum sowie im Betongefüge ablaufender Vorgänge werden die experimentellen Ergebnisse diskutiert und vorrangig verantwortlichen Mechanismen zugewiesen.

Der letzte Abschnitt widmet sich der Beschreibung bzw. Vorherbestimmung des Schwindens und Kriechens. Bestehende Methoden werden auf ihre Eignung zum Einsatz für thermisch und hygrysch beanspruchte Bauteile geprüft und beurteilt, und es wird ein geeignetes Verfahren vorgestellt.

## 2 ZUM WASSERHAUSHALT DES BETONS

### 2.1 Porenraum und Wasserbindung

#### 2.1.1 Vorbemerkungen

Das Wasser liegt im Zementstein des Betons in unterschiedlichen Bindungsformen vor. Bisher ist es nicht gelungen, eine exakte Unterscheidung der Bindungsarten vorzunehmen, geschweige denn deren Anteile quantitativ zu bestimmen. In der Vergangenheit beschäftigten sich zahlreiche Arbeiten mit Vorstellungen zur Struktur und Porosität von Zementstein und der Rolle des Wassers im Gefüge. Hervorzuheben sind hier u. a. die Arbeiten von Powers und Brownyard /135/, Feldman und Sereda / 51/ sowie in jüngerer Zeit vor allem die sehr sorgfältigen Beobachtungen von Wittmann, z. B. /173, 174/. So weiß man heute, daß die Unterscheidung im Powers-Modell nach Hydratwasser, Gel- und Kapillarporen bzw. Gel- und Kapillarwasser angesichts des eigentlich ja kontinuierlichen Porengrößenspektrums / 54/ und der vielfältigen Bindungsformen des Wassers / 5 , 80/ zumindest unvollständig ist.

Auf der Basis verschiedener Modellvorstellungen wurden bisher Ansätze zur Beschreibung der Struktur und Porosität des Zementsteins sowie der Eigenschaften darin enthaltenen Wassers entwickelt, die die wirklichen, komplexen Verhältnisse zwar nicht vollständig erfassen können, deren Eignung aber für eine ingenieurmäßige Anwendung nachgewiesen ist. Wichtige Aspekte einiger Ansätze werden im folgenden behandelt.

### 2.1.2 Die Porosität des Zementsteins

Nach Powers /135/ sind folgende Porenarten nach ihrer Größe zu unterscheiden:

- Gelporen; mittlere Porengröße bei  $10^{-9}$  m
- Kapillarporen; mittlere Porengröße bei  $10^{-7}$  bis  $10^{-8}$  m
- Luft- und Verdichtungsporen; mittlere Porengröße im Millimeterbereich.

Die Gelporen entstehen einerseits bei der Hydratation des Zementes durch die chemische Wassereinbindung von ca. 25 % der Zementmasse in die Hydratationsprodukte für den Fall vollständiger Hydratation. Denn dabei erfährt das Hydratwasser eine Verdichtung um rd. 24 Vol.-%, die als sog. chemisches Schrumpfen einen luftgefüllten Gelporenanteil schafft (s. Gl. 2.4). Desweiteren wird noch eine Wassermenge, die 15 % der Zementmasse entspricht, in loserer Form, als sog. physikalisch gebundenes Wasser, in den Porenraum des Zementgels eingebaut. Strukturell betrachtet stellt sich das Zementgel als hochporöses Filzwerk submikroskopischer Kristalle dar.

Übersteigt die Zugabewassermenge die für eine vollständige Hydratation erforderlichen rd. 40 % der Zementmasse ( $W/Z = 0,40$ ), so entstehen außer Gelporen auch Kapillarporen. Der Kapillarporenraum nimmt mit steigendem  $W/Z$  rasch zu und stellt ab  $W/Z \approx 0,50$  ein in steigendem Maße zusammenhängendes Porennetz dar.

Der Anteil an Luft- und Verdichtungsporen ist u. a. abhängig von der Konsistenz und der geleisteten Verdichtungsarbeit. Diese Poren entstehen insbesondere im Betongefüge. Der Anteil an Luftporen kann durch Betonzusatzmittel beeinflusst werden.

Das Gesamtvolumen ges  $V$  eines Zement/Wassergemisches mit  $w = W/Z \geq 0,40$  und für  $\rho_W = 1 \text{ g/cm}^3$ ,  $\rho_Z = 3,1 \text{ g/cm}^3$  lautet:

$$\text{ges } V = V_W + V_Z = Z(w + \frac{1}{\varrho_Z}) = Z(w + 0,32) \quad (2.1)$$

Nach vollständiger Hydratation kann das Gesamtvolumen ges  $V$  als bestehend aus den Anteilen "feste Masse" und "Gesamtporenvolumen ges  $V_p$ " ausgedrückt werden:

$$\text{ges } V = Z [0,32 + 0,25(1-0,24)] + Z [0,06 + w - 0,25] \quad (2.2)$$

$$\underbrace{\hspace{10em}}_{\text{feste Masse}} \quad \underbrace{\hspace{2em}}_{\text{luft-gefüllte Poren}} \quad \underbrace{\hspace{2em}}_{\text{wasser-gefüllte Poren}}$$

= Gesamtporenvolumen ges  $V_p$ .

Das Gesamtporenvolumen ges  $V_p$  besteht aus den Porenanteilen:

$$\text{ges } V_p = V_{pV} + V_{pGL} + V_{pGW} + V_{pK} \quad (2.3)$$

Der Anteil  $V_{pV}$  wird durch Verdichtungs- und Luftporen erzeugt. Werden die Porenanteile jeweils auf das Gesamtvolumen des Zementsteins bezogen, so ergeben sich die einzelnen Porositäten für  $m \leq 1$  folgenderweise ( $m = \text{Hydratationsgrad} = \text{Verhältnis der hydratisierten Zementmasse zur Ausgangsmasse}$ ):

$$\text{Gelporosität: (luftgefüllt)} \quad P_{GL} = \frac{0,06m}{w + 0,32} \quad (2.4)$$

$$\text{(wassergefüllt)} \quad P_{GW} = \frac{0,15m}{w + 0,32} \quad (2.5)$$

$$\text{Kapillarporosität:} \quad P_K = \frac{w - 0,40m}{w + 0,32} \quad (2.6)$$

Gesamtporosität: 
$$\text{ges } p = \frac{w - 0,19m}{w + 0,32} \quad (2.7)$$

Bild 2.1 zeigt die Aufteilung der Volumina der Poren und der Gelfestmasse in auf das Gesamtvolumen ges V bezogener Form, nach Czernin und Rüsç / 37/. Man sieht, daß sich im bau-praktischen Bereich des Wasserzementwertes von 0,40 bis rd. 0,70 der Anteil der luft- und wassergefüllten Gelporen leicht verringert, während der Kapillarporenraum mit Zunahme des Wasserzementwertes rasch ansteigt.

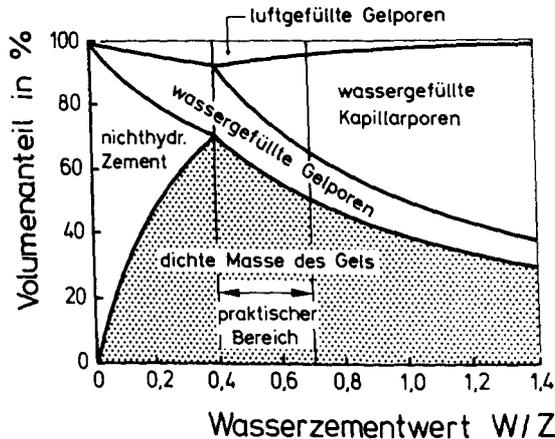


Bild 2.1: Volumetrische Anteile in vollständig hydratisiertem Zementstein in Abhängigkeit vom Wasserzementwert; nach /37/

Die Porositäten für Beton ergeben sich näherungsweise durch Reduzierung der Zementsteinporositäten entsprechend dem Verhältnis Zementsteinvolumen/Zuschlagvolumen. Natürlich werden die Einflüsse einer eventuellen Zuschlagporosität und der erhöhten Verbundzonenporosität am Zuschlag auf diese Weise nicht erfaßt.

### 2.1.3 Die Bindung des Wassers im Porenraum

Auf das Wasser im Porenraum des Zementsteins wirken, grob unterschieden, Adsorptionskräfte der Porenwandungen und Oberflächenkräfte (Meniskuskräfte) des Wassers selbst ein. Die Adsorptionskräfte (van der Waals'sche Kräfte) sorgen für eine Belegung der Porenwandungen mit Wassermolekülen. Je nach der Sorbatkonzentration im Porenraum (Wasserdampfdruck) ist diese Belegung "mono-" bzw. "multimolekular". Nach Wittmann /174/ kann bei einem Feuchtegehalt im Porenraum, der sich im Gleichgewicht mit einem relativen Dampfdruck von etwa  $p/p_s = 0,25$  in der umgebenden Luft ( $\cong$  relative Luftfeuchte  $\varphi = 0,25$ ) einstellt, die Ausbildung eines monomolekularen Films angenommen werden. Aufgrund ihrer hohen translatorischen Beweglichkeit kann den Wassermolekülen in diesem Film keine unmittelbare Beeinflussung mechanischer Eigenschaften des Zementsteins bzw. Betons zugeordnet werden. Jedoch nimmt nach Wittmann /174/ gerade bis zu dieser geringen Feuchte die freie Oberflächenenergie auf etwa 25 % ihres ursprünglichen Wertes ab, wie aus Bild 2.2 hervorgeht. Die Oberflächenenergie steht in engem Bezug zu wichtigen mechanischen Betoneigenschaften.

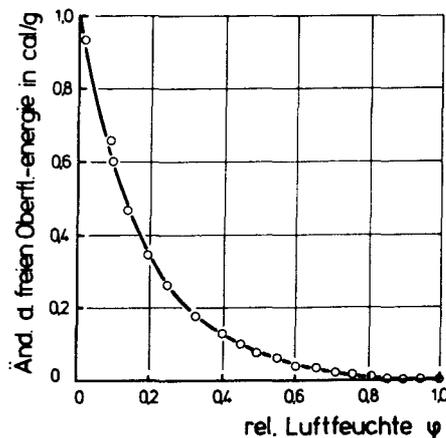


Bild 2.2: Änderung der freien Oberflächenenergie von Zementstein als Funktion der relativen Feuchte; nach /174/

Bei höheren relativen Feuchten als etwa 25 % bilden sich mehrmolekulare, mit zunehmender Dicke schwächer gebundene Filme aus, bis schließlich, in sehr kleinen Poren beginnend, der Mechanismus der "Kapillarkondensation" die Poren füllt. Nach Gertis et al. / 54/ erfolgt die Wasseraufnahme durch Kapillarkondensation insbesondere bei relativen Luftfeuchten zwischen 50 und 100 %, bei Porenradien von  $2 \cdot 10^{-9}$  m beginnend bis etwa  $10^{-7}$  m. Der Kondensationsvorgang kommt dadurch zustande, daß der Sättigungsdampfdruck über Flüssigkeiten von den an der Flüssigkeitsoberfläche herrschenden Kräften abhängt.

In engen Poren herrschen an der Oberfläche benetzender Flüssigkeiten wie Wasser erhebliche Zugspannungen  $\sigma_z$ , deren Resultierende  $F_R$  zum Krümmungsradius  $r_k$  der Wasseroberfläche umgekehrt proportional ist und das Wasser gleichsam in der Pore vorwärts saugt (Bild 2.3):

$$F_R = \frac{2\sigma_z}{r_k} \quad (2.8)$$

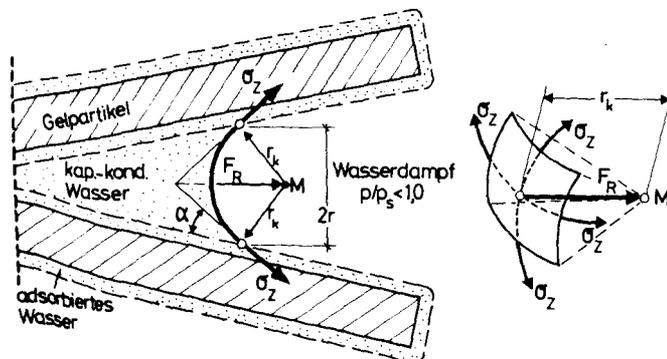


Bild 2.3: Schema von Adsorption und Kapillarkondensation des Wassers im Porenraum

Gleichgewicht zwischen dem Kondensat und dem Wasserdampf für  $p/p_s < 1,0$  wird dadurch hergestellt, daß sich der Sättigungsdampfdruck über dem Meniskus erniedrigt und sich dem Dampfdruck im angrenzenden Gasraum angleicht. Diese Dampfdruckerniedrigung unter der Annahme eines sphärischen Meniskus' in einer zylindrischen Pore wird durch das Gesetz von Kelvin-Thomson beschrieben:

$$\frac{p_k}{p_s} = e^{-2\sigma_z / \rho_w R_D T r_k} \quad (2.9)$$

Hierin sind:  $p_k$  = Sättigungsdampfdruck über einem Meniskus mit dem Krümmungsradius  $r_k$

$p_s$  = Sättigungsdampfdruck über einem ebenen Wasserspiegel mit dem Krümmungsradius  $r_k \rightarrow \infty$

$\rho_w$  = Dichte des Wassers

$R_D$  = Gaskonstante des Wasserdampfes

$T$  = absolute Temperatur

$r_k$  = Krümmungsradius.

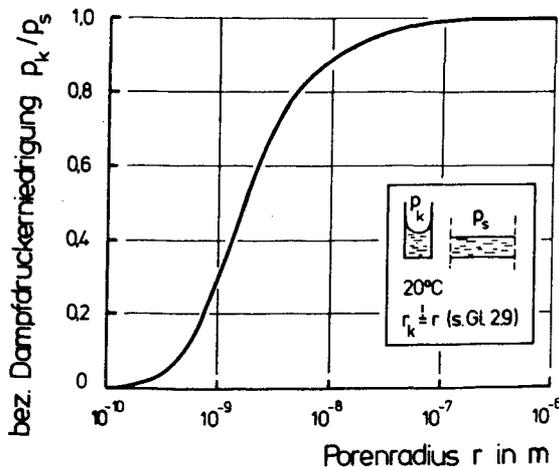


Bild 2.4: Verhältnis des Sättigungsdampfdruckes über einem Meniskus zu dem über einem ebenen Wasserspiegel in Funktion vom Porenradius

Nimmt man an, daß das Wasser die Porenwand vollständig benetzt, also der Benetzungswinkel  $\alpha$  gemäß Bild 2.3 zu Null wird, so ist der Krümmungsradius  $r_k$  gleich dem wirksamen Porenradius  $r$ . Der sich dann aus Gl. (2.9) ergebende Zusammenhang zwischen der bezogenen Dampfdruckerniedrigung  $p_k/p_s$  und dem Porenradius  $r$  ist in Bild 2.4 dargestellt.

Die Darstellung besagt, daß in Anwesenheit eines partiellen Dampfdruckes  $p$  im Porenraum die Poren mit dem Radius, der  $p_k = p$  nach Gl. (2.9) zuzuordnen ist, durch Kapillarkondensation gefüllt werden. Es ist ersichtlich, daß dieser Vorgang erst in Poren mit Radien  $< 10^{-7}$  m wirksam wird.

Durch die Kapillarkondensation sollen die mechanischen Beteigenschaften praktisch nicht beeinflußt werden, da die Kräfte auf die Porenwandungen sehr klein sind /174/. Jedoch tritt im Feuchtebereich der Kapillarkondensation ein Effekt auf, der bereits von Powers /135/ registriert und im Modell von Wittmann /174/ in einen realistischen Bezug zu beobachteten Beeinflussungen von mechanischen Eigenschaften gebracht wurde: Spaltdruck. Ein Spaltdruck entsteht nach diesem Modell durch den Einbau von Wasserfilmen zwischen angrenzende Gelteilchen, sofern deren Abstand (Porendurchmesser) kleiner ist als die doppelte Dicke der adsorbierten Schicht. Mit zunehmender Luftfeuchte wird die die Teilchen beieinanderhaltende van-der-Waals-Wechselwirkung (sekundäre Bindung) zunehmend geschwächt, was schließlich bei Luftfeuchtigkeiten  $> 50$  % zur Trennung gegenüberliegender Oberflächen führen kann. Die dann zwischen diesen Oberflächen eingelagerte, vergleichsweise mobile Wasserschicht bedingt eine Erhöhung der Zementsteinverformbarkeit und ein Absinken der Festigkeit.

### 2.1.4 Die Sorptionsisotherme

Bei konstanter Temperatur ist die in den Porenraum von Zementstein oder Beton aufgenommene Wassermenge nur von der relativen Feuchte der umgebenden Luft abhängig. Trägt man den Wassergehalt im Gleichgewichtszustand als Funktion des Wasserdampfdruckes auf, so erhält man die Sorptionsisotherme. Die für mineralische Stoffe charakteristische S-Form der Sorptionsisotherme (Bild 2.5) ergibt sich dadurch, daß, wie beschrieben, die Aufnahme bei niedrigen relativen Feuchten durch Adsorption an den Porenwandungen und bei höheren Feuchten durch die Kapillarkondensation erfolgt.

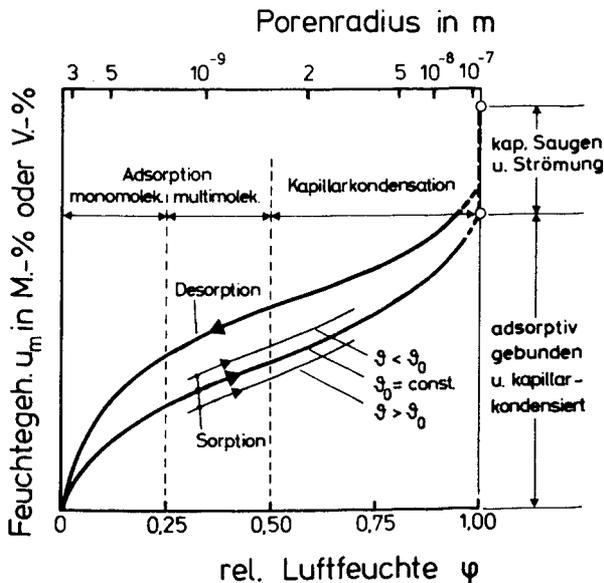


Bild 2.5: Typische Sorptionsisotherme mineralischer Stoffe für Sorption und Desorption; schematisch

Bei Feuchten um 100 % steigt die Sorptionsisotherme steil an. Dort ist der Feuchtegehalt nicht mehr eindeutig einem Dampfdruck zuzuordnen. Die Feuchteaufnahme erfolgt hier im Makroporenbereich ( $r > 10^{-7} \text{ m}$ ), wo keine Kapillarkondensation

mehr stattfinden kann, durch kapillares Saugen und möglicherweise laminare Strömungsvorgänge. Der maximale Wassergehalt ergibt sich nach ausreichend langer Wasserlagerung durch Füllung des gesamten Kapillar- und Verdichtungs-/Luftporenraumes.

Legt man einen Zusammenhang zwischen der relativen Feuchte und dem Radius der bei einer bestimmten Feuchte gerade zu füllenden Poren nach der Kelvin-Thomson-Gleichung Gl. (2.9) zugrunde, kann man auf der Abszisse der Sorptionsisotherme zusätzlich den Porenradius auftragen (Bild 2.5). Auf diese Weise lassen sich aus experimentell gefundenen Sorptionsisothermen Rückschlüsse auf die Porenverteilung und die innere Oberfläche ziehen. Es ist aber zu beachten, daß die Kelvin-Gleichung zylindrische Poren und eine vollständige Benetzung der Porenwände zugrundelegt und darüber hinaus nur den Vorgang der Kapillarkondensation beschreibt. Daher ist sie nur bereichsweise anwendbar ( $10^{-9} < r < 10^{-7} \text{ m}$ ) bzw. andernfalls nur für grobe Abschätzungen geeignet. Zutreffendere Auswertungen der Sorptionsisothermen für den Bereich der mono- und multimolekularen Adsorption sind mittels der von Brunauer, Emmett und Teller / 26/ entwickelten sog. BET-Theorie möglich. Die Leistungsfähigkeit der Methoden zur Interpretation gemessener Sorptionsisothermen wird an verschiedenen Stellen diskutiert, z. B. /174, 80/.

Die Sorptionsisothermen für die Befeuchtung und die Trocknung sind nicht identisch. Vielmehr zeigt sich ein ausgeprägter Hystereseeffekt, wie er auf Bild 2.5 schematisch dargestellt ist. Für diesen Effekt wird vorrangig das Wasserrückhaltevermögen der sog. "ink-bottle-Poren" verantwortlich gemacht, die bei der Sorption stetig gefüllt, bei der Desorption aber erst dann entleert werden, wenn der Dampfdruck niedrig genug ist, auch das im Porenhals kapillarkondensierte Wasser zu verdampfen.

Wäre dies die einzige Erklärung für die Hysterese, so müßte sie auch für mehrfache Sorptionsschleifen stabil sein. Das ist aber nicht der Fall. Denn mit steigender Zyklenzahl werden die Sorptions- und die Desorptionsisothermen zunehmend deckungsgleich und überstreichen eine abnehmende Wassergehaltsspanne /173/. Zur Erklärung wird die Feuchteabhängigkeit der inneren Oberfläche herangezogen. Geht man von feuchtem Zementstein (100 % r. F.) aus, der seit seiner Herstellung noch nicht austrocknen konnte, so wird im ersten Trocknungsgang nicht nur Kapillarwasser ausgetrieben, sondern auch im Gelporenraum adsorbiertes Wasser. Die innere Oberfläche wird dann durch die gegenseitige Annäherung von Gelpartikeln reduziert. Infolge der Gefügeänderung werden zuvor offene Poren geschlossen, so daß adsorbiertes Wasser irreversibel im Porenraum verbleibt. Bei einer Wiederbefeuchtung kann wegen der verringerten Oberfläche nur eine geringere Wassermenge readsorbiert werden.

Bei Sorptionsmessungen an zementgebundenen Materialien besteht die Gefahr, verfahrensbedingte Ungenauigkeiten zu begehen, derer man sich beim Vergleich und bei der Interpretation der gemessenen Isothermen bewußt sein muß. So ist zu beachten,

- daß Sorptionsvorgänge Ausgleichsprozesse sind, so daß vor allem in Abhängigkeit von den Probenabmessungen auch nach langer Beobachtungsdauer ein nur annäherndes Gleichgewicht erzielt wird,
- daß die Meßmethode (Feuchteveränderung) das zu untersuchende System (Porenverteilung, innere Oberfläche) verändert; vgl. Sorptionshysterese,
- daß die Feuchtegehalte bei 0 % und 100 % r. F. verfahrensabhängig sind. So werden durch Trocknung bei 105 °C bereits Hydratationsprodukte zerstört /102/, während noch adsorbiertes Wasser im Porenraum vorliegt,

- daß die Struktur von Zementstein nur bedingt zeit- und temperaturinvariant ist.

Ausgehend von der Unterscheidung nach nicht verdampfbarem Hydratwasser und verdampfbarem Gel- und Kapillarwasser (vgl. Abschn. 2.1.2), die Powers und Brownard /135/ trafen, ist der Gleichgewichtswassergehalt  $W_{\infty}$  von Zementstein für Temperaturen  $\vartheta \leq 40$  °C in Abhängigkeit vom mittleren Hydratationsgrad  $m$ , dem Wasserzementwert  $w$  und der relativen Feuchte  $\varphi$  der Umgebungsluft angebar:

$$W_{\infty} = 0,25 m Z + 0,21 m Z X + (w - 0,40m)ZY \quad (2.10)$$

X und Y sind aus Versuchswerten abgeleitete, auf den Wassergehalt gesättigten Zementsteins bezogene Sorptionsisothermen für das Gel- und Kapillarwasser /135/ (Bild 2.6). Die Sorption ist in diesem Ansatz reversibel, beschreibt also Befeuchtung und Trocknung. Der Porenraum gilt als invariant.

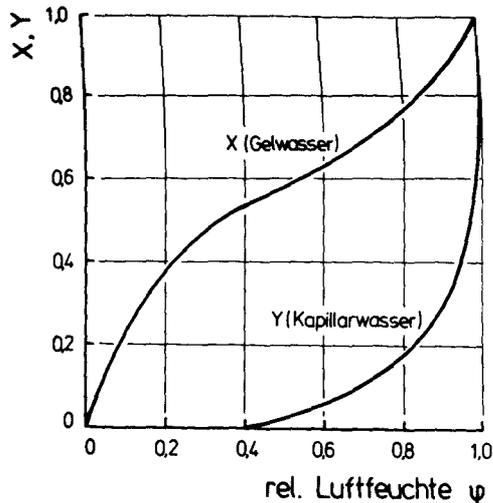


Bild 2.6: Gel- und Kapillarwassergehalt von Zementstein in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte; nach /135/

Mit steigender Temperatur verringert sich die Wassermenge, die bei einer bestimmten relativen Luftfeuchtigkeit im Porenraum gespeichert werden kann. Als mittlerer Feuchtegehalt  $u_m$  eines Probekörpers wird üblicherweise die auf das Gewicht  $G_{tr}$  nach Trocknung bei 105 °C bezogene Wassermenge bezeichnet:

$$u_m = \frac{G_r - G_{tr}}{G_{tr}} \cdot 100 \quad [\text{M.-%}] \quad (2.11)$$

Der Temperatureinfluß auf die Sorptionsisotherme ist in Bild 2.5 schematisch dargestellt.

Krischer / 94/ gibt einen näherungsweise linearen Einfluß der Temperatur auf den Wassergehalt  $u$  bei konstanter relativer Feuchte an:

$$\frac{\Delta u}{u} = -A \cdot \Delta \vartheta \quad (2.12)$$

Der Proportionalitätsfaktor  $A$  soll im Feuchtebereich von 10 bis 90 % gelten und in der Größenordnung  $10^{-3}$  bis  $10^{-2} \text{ K}^{-1}$  betragen.

Bažant / 13/ führt zur Formulierung der Temperaturabhängigkeit der Sorptionsisothermen einen sog. hygrothermischen Koeffizienten  $K(\varphi)$  ein, der folgenderweise definiert ist:

$$K(\varphi) = \left( \frac{\partial \varphi}{\partial \vartheta} \right)_{u = \text{const}} \quad [\text{K}^{-1}] \quad (2.13)$$

$K$  beschreibt die Veränderung der rel. Feuchte bei einer Temperaturänderung um 1 K bei konstantem Wassergehalt  $u$ . Damit lassen sich die Sorptionsisothermen für höhere Temperaturen  $\vartheta$  als eine Referenztemperatur  $\vartheta_R$  (i. d. R. ca. 20 °C) beschreiben als:

$$\varphi_{\vartheta} = \varphi_{\vartheta_R} + K(\varphi) d\vartheta \quad (2.14)$$

Die Abhängigkeit des hygrothermischen Koeffizienten von der rel. Feuchte beschreibt Bažant / 13/ mit Hilfe des empirischen Ansatzes:

$$K(\varphi) = 0,0135\varphi \frac{1-\varphi}{1,25-\varphi} \quad (2.15)$$

In Bild 2.7 ist der Verlauf von  $K(\varphi)$  dargestellt. Der Ansatz geht davon aus, daß sowohl für völlig trockenen als auch für vollständig wassergesättigten Beton die Gleichgewichtsfeuchte temperaturunabhängig ist.

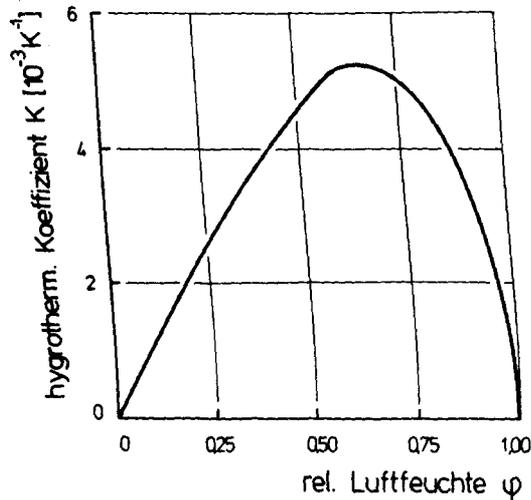


Bild 2.7: Hygrothermischer Koeffizient in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte; nach / 13/

Nach Hilsdorf / 70/ kann Gl. (2.10) für Temperaturen zwischen 20 und 40 °C angewendet werden. Zwischen 40 und 105 °C nimmt er an, daß das verdampfbare Gel- und Kapillarwasser parabelförmig mit steigender Temperatur abnimmt (Bild 2.8), während das sog. nicht verdampfbare Hydratwasser temperaturunabhängig ist:

$$W_{\infty}(\vartheta) = 0,25 m Z + \sqrt{\frac{105 - \vartheta}{65}} [0,21 m Z X + (w - 0,40 m) Z Y] \quad (2.16)$$

mit  $40 \text{ }^{\circ}\text{C} < \vartheta \leq 105 \text{ }^{\circ}\text{C}$ .

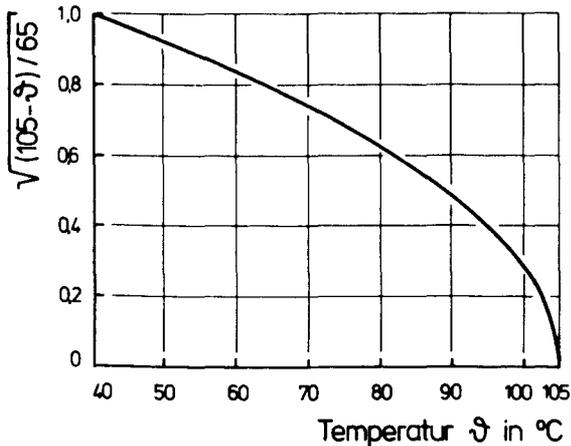


Bild 2.8: Temperaturabhängigkeit des verdampfbaren Wassers im Zementstein; nach / 70/

In den eigenen Trocknungsbeobachtungen, über die in Abschn. 5.4 berichtet wird, konnte festgestellt werden, daß die nach 60tägiger Lagerung bei 50, 70 und 90  $^{\circ}\text{C}$ /65 % r. F. gemessenen Betonfeuchten recht gut mit den nach Gl. (2.16) errechneten übereinstimmen. Demgegenüber ist die Übereinstimmung bei 95 % r. F. schlechter, weil dann noch kein Gleichgewichtszustand erreicht wurde. Bild 2.9 zeigt dies anhand der Gegenüberstellung der verdampfbaren Feuchte aus Gl. (2.16) in M.-% des Zementsteintrockengewichts für  $w = 0,54$  und  $m = 0,90$  sowie der gemessenen Feuchten. Der dargestellte Term für das verdampfbare Gel- und Kapillarwasser  $u_m$  lautet:

$$u_m = \frac{0,21 m X + (w - 0,40 m) Y}{1 + 0,25 m} \sqrt{\frac{105 - \vartheta}{65}} \quad (2.17)$$



i. a. von der Anmachfeuchte ausgehend und einem neuen Gleichgewichtszustand mit der Umgebungsluft zustrebend, die größte Bedeutung.

Antreibende Transportkräfte sind zum einen die bereits erläuterten inneren Adsorptions- und Kapillarkräfte sowie andererseits von außen induzierte Ungleichgewichte von Konzentration, Druck oder Temperatur. Die Art des Wassertransportes ist von einer Vielzahl Parameter, wie z. B. Größe, Art und Form der Poren, Feuchtegehalt und Temperatur abhängig. Entsprechend der Porenstruktur des Zementsteins koexistieren verschiedene Bindungsformen und dementsprechend auch verschiedene Transportarten in benachbarten Porenbereichen. Man unterscheidet hier i. w. den Transport dampfförmigen Wassers als Diffusionsvorgang und die Leitung flüssigen Wassers.

Die Diffusion erfolgt in Form ungeordneter, thermischer Eigenbewegung von Molekülen und wird in der Regel durch ein Konzentrations- bzw. Partialdruckgefälle verursacht. Diffusion tritt sowohl in Gasen als auch in Flüssigkeiten auf. Bei der Betrachtung von Diffusionsvorgängen im Betonporenraum steht die Diffusion von Wasserdampf in Luft im Mittelpunkt. Darüber hinaus sind Sonderformen der Diffusion von Interesse, von denen folgend einige angerissen werden sollen.

Der Stefan'sche Diffusionsansatz beschreibt die Verdunstung aus einer Flüssigkeitsoberfläche im Porenraum in ein Gas; ein Mechanismus, der erst bei höheren Temperaturen als 50 °C nennenswerte Transportanteile liefert / 94/.

Bei höheren Feuchtegehalten gewinnt die sog. Oberflächendiffusion Bedeutung. Mit zunehmender Dicke des an den Porenwänden adsorbierten Wasserfilms (s. Abschn. 2.1.3) nehmen die Bindungskräfte ab und somit die Mobilität der Wassermoleküle zu / 89/. Die Schichtdicke hängt vor allem von der Porengröße und vom Partialdruck ab. Liegt nun ein Partial-

druckgefälle an, so entsteht ein Schichtdickengefälle, das Massentransport im Wasserfilm verursacht. Bild 2.10 verdeutlicht schematisch das Zusammenwirken von Oberflächendiffusion und Dampfdiffusion im Porenraum / 88/. Die Abnahme des Transportanteils durch Dampfdiffusion mit zunehmender Feuchte ist darin durch die einhergehende Verkleinerung des Gasraumes zu erklären.

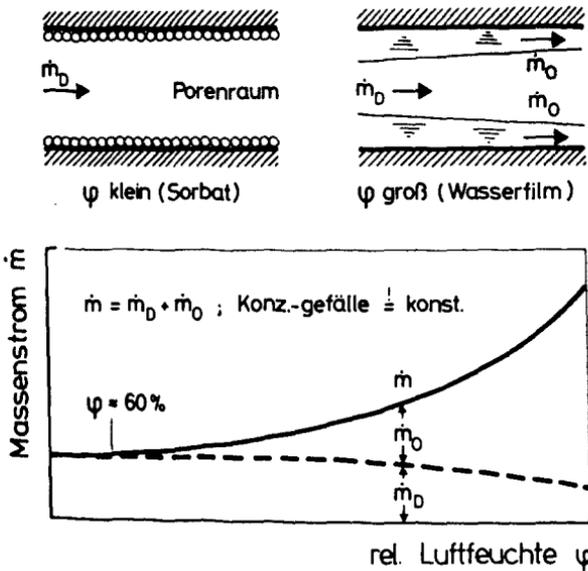


Bild 2.10: Zusammenwirken von Dampfdiffusion und Oberflächendiffusion; schematisch

Die Thermodiffusion beschreibt die Dampfdiffusion unter der Einwirkung eines Temperaturgradienten. Nach / 88/ ist der Anteil der Thermodiffusion am gesamten Massenstrom eines nichtisothermen Transportvorganges im Bereich nur mäßig erhöhter Temperatur gering.

Der Transport von flüssigem Wasser im ganzen wird vor allem durch eine Gesamtdruckdifferenz, Schwerkraft oder durch Kapillarkräfte bewirkt. Die unter einem Gesamtdruckgefälle im

gesättigten Porenraum vorherrschende laminare Strömung kann nach dem Gesetz von Hagen-Poiseuille formuliert werden. Die Grundzüge des praktisch bedeutsamen Effekts des kapillaren Wassertransportes wurden bereits in Abschn. 2.1.3 dargestellt. Die maximale Steighöhe in einer Kapillare ergibt sich aus dem Gleichgewicht zwischen dem hydrostatischen Druck der Flüssigkeitssäule und dem Krümmungsdruck.

### 2.2.2 Ansätze zur Beschreibung des Feuchtetransportes

Im praktisch häufig auftretenden Luftfeuchtebereich zwischen ca. 50 und 90 % r. F. dominiert der Feuchtetransport als Diffusionsvorgang. Die makroskopischen Gesetzmäßigkeiten des eindimensionalen, isothermen Diffusionsvorganges wurden erstmals von Fick formuliert:

$$\dot{m} = D \frac{du}{dx} \quad (2.18)$$

Erfasst man die zeitliche Feuchteänderung eines Volumenelementes mit den Kantenlängen  $dx$ ,  $dy$  und  $dz$  in einer Bilanzbetrachtung, so ergibt sich aus Gl. (2.18) die bekannte Differentialgleichung 2. Ordnung der Diffusion:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = D \left( \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) \quad (2.19)$$

$D$  ist in Gln. (2.18) und (2.19) der sog. Diffusionskoeffizient, der hier als Stoffkonstante betrachtet wird und eine analoge Größe zur Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  in der Theorie der Wärmeleitung ist.

Die Übergangswiderstände an den Bauteiloberflächen können, anders als die Wärmeübergangswiderstände bei der Wärmeleitung, vernachlässigt werden. Aus Versuchen und aus zum Wärmeübergang analogen Ableitungen in /138/ geht hervor, daß die Oberflächenfeuchte sehr rasch auf die Ausgleichsfeuchte absinkt.

Für den allgemeinen Fall, der den Feuchtetransport bei beliebigen Feuchtegehalten unter Berücksichtigung der Überlagerung der verschiedenen, koexistierenden Transportmechanismen und für beliebige Transportursachen einschließt, ist das Fick'sche Gesetz nicht anwendbar. Eine zutreffende Beschreibung gelingt, wenn man die "treibenden Potentiale" Feuchtekonzentration, Temperatur und Gesamtdruck und die ihnen zugeordneten integralen Transportkoeffizienten in einem Ansatz für den Gesamttransport erfaßt / 88/.

Für den temperaturstationären, eindimensionalen Fall kann dann die folgende, nichtlineare Differentialgleichung formuliert werden:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[ D_u(u, \vartheta, p) \frac{\partial u}{\partial x} + D_\vartheta(u, \vartheta, p) \frac{\partial \vartheta}{\partial x} + D_p(u, \vartheta, p) \frac{\partial p}{\partial x} \right] \quad (2.20)$$

Hierin sind:  $D_u$  = hygrischer Transportkoeffizient  
 $D_\vartheta$  = thermischer Transportkoeffizient  
 $D_p$  = gesamtdruckbezogener Transportkoeffizient

Die Transportkoeffizienten sind nach dem heutigen Kenntnisstand nur experimentell bestimmbar.

Gl. (2.20) läßt sich gegebenen Verhältnissen, stationär oder instationär, mit konstanten oder variablen Koeffizienten anpassen, wobei die weniger bedeutsamen Transportanteile vernachlässigt werden können.

Dies ist auch für die in der vorliegenden Arbeit behandelten Gegebenheiten von Bauteilabmessungen und klimatischen Bedingungen möglich. So herrschen in nicht massigen Betonbauteilen bei mäßig erhöhter Temperatur < 100 °C näherungsweise atmosphärische Druckverhältnisse. Dadurch sind in Gl. (2.20) der druckabhängige Term sowie die Druckabhängigkeit der Transportkoeffizienten vernachlässigbar:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[ D_u(u, \vartheta) \frac{\partial u}{\partial x} + D_\vartheta(u, \vartheta) \frac{\partial \vartheta}{\partial x} \right] \quad (2.21)$$

Außerdem kann, wie in Abschn. 2.3 ausgeführt wird, für die betrachteten Bedingungen eine annähernd konstante Temperaturverteilung über den Bauteilquerschnitt angenommen werden, wodurch instationäre Temperatur als Zeitfolge isothermer Zustände behandelt werden kann. Also kann mit

$$\frac{\partial \vartheta}{\partial x} = 0 \quad (2.22)$$

Gl. (2.21) weiter vereinfacht werden zu:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left[ D_u(u, \vartheta) \frac{\partial u}{\partial x} \right] \quad (2.23)$$

Unter den Voraussetzungen zu vernachlässigenden Gesamtdruckeinflusses und konstanter Temperatur über den Querschnitt ist also der Feuchte- bzw. Konzentrationsgradient im Bauteil bzw. zwischen dem Bauteil und seiner Umgebung das maßgebende Transportpotential.

Die nichtlineare Differentialgleichung (2.23) unterscheidet sich von der linearen Differentialgleichung (2.19) - für eindimensionalen Transport - durch den feuchte- und temperaturabhängigen Ansatz des Transportkoeffizienten.

Verschiedenen Forschern, z. B. / 77, 131, 34, 13, 149, 118/ gelang durch die Berücksichtigung der Feuchteabhängigkeit des Diffusionskoeffizienten eine bessere Übereinstimmung zwischen Lösungen der Diffusionstheorie und Versuchsergebnissen als durch den Ansatz des Diffusionskoeffizienten als Stoffkonstante. Dies gilt insbesondere für den örtlichen Feuchtegehalt, also die Feuchteverteilung, in geringem Maße aber auch für die Zeitfunktion des mittleren Feuchtegehaltes eines Betonkörpers. Aus diesen Arbeiten seien die Ansätze von Pihlajavaara /131/ und Bažant, Najjar / 13/ herausgehoben:

Pihlajavaara hat die Feuchteabhängigkeit des Diffusionskoeffizienten wie folgt formuliert:

$$D(u) = D_0(1 + bu^n) \quad (2.24)$$

Allerdings gibt es keine allgemeine Zuordnung der Koeffizienten  $D_0$ ,  $b$  und  $n$  zu den porenraumbestimmenden Größen, z. B. zum Wasserzementwert und zum Hydratationsgrad; dies erschwert die Anwendung. Die Temperaturabhängigkeit des Transportkoeffizienten wurde von Pihlajavaara nicht untersucht.

Bažant formuliert den Transportkoeffizienten in Abhängigkeit vom Feuchtegehalt und von der Temperatur. Er berücksichtigt diese Abhängigkeit in einem Separationsansatz durch zwei experimentell gefundene Funktionen. Die Betonfeuchte wird nicht wie üblich massenbezogen, sondern als relative Feuchte  $\varphi$  eingeführt, die über die Sorptionsisotherme mit dem Betonfeuchtegehalt verknüpft ist. Bezogen auf den Leitkoeffizienten  $D_u$  für das Klima  $\vartheta = 20^\circ\text{C}$  und  $\varphi = 1$  stellt Bažant die Temperatur- und Feuchteabhängigkeit wie folgt dar:

$$\frac{D_u(\vartheta, \varphi)}{D_u(\vartheta=20^\circ\text{C}/\varphi=1)} = f(\vartheta) \cdot g(\varphi) \quad (2.25)$$

Nach den in / 13/ ausgewerteten Versuchen können die einem Arrhenius-Ansatz entsprechende Funktion  $f(\vartheta)$  und die empirische Funktion  $g(\varphi)$  für üblich zusammengesetzte Betone folgenderweise beschrieben werden (Bild 2.11):

$$f(\vartheta) = \frac{T}{T_0} e^{[4680(\frac{1}{T_0} - \frac{1}{T})]} \quad (2.26)$$

$$g(\varphi) = 0,05 + \frac{0,95}{1+(4-4\varphi)^{16}} \quad (2.27)$$

Hierin sind:  $\varphi$  = relative Feuchte [-]  
 $T_0$  = absolute Bezugstemperatur [K]  
(hier für 20 °C)  
 $T$  = absolute Temperatur [K]  
4680 [K] = Aktivierungsenergie der Diffusion/Gaskonstante  
(mittlerer Wert aus Versuchsergebnissen; nach / 13/).

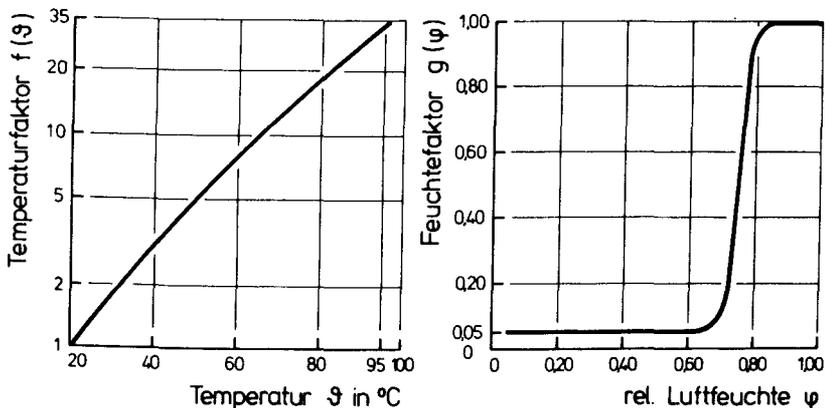


Bild 2.11: Temperatur- und Feuchteabhängigkeit des Transportkoeffizienten; nach / 13/

Nach den Erkenntnissen von Hilsdorf / 73/ ist nicht nur die Verringerung des Transportkoeffizienten mit abnehmendem Feuchtegehalt für die häufig festgestellte Überschätzung der Trocknung durch die lineare Diffusionstheorie nach längerer Trocknungsdauer verantwortlich, sondern auch die Karbonatisierung der Betonrandzone. Zum einen soll die Gewichtserhöhung durch die  $\text{CO}_2$ -Aufnahme zu einer scheinbaren Verlangsamung

mung des Trocknungsvorganges insbesondere feingliedriger Betonkörper führen, und andererseits soll die Trocknung aufgrund der geringeren Permeabilität karbonatisierten Betons behindert werden.

Eine gute Übereinstimmung zwischen Theorie und Versuch erzielt Hilsdorf durch eine Näherungsmethode, nach der sich die zeitliche Veränderung des mittleren Feuchtegehaltes eines Betonkörpers durch folgende Funktion ausdrücken läßt:

$$u'_m = e^{-\alpha (t/d_{ef}^2)^{1/3}} \quad (2.28)$$

Hierin entspricht der Koeffizient  $\alpha$  dem Diffusionskoeffizienten  $D$ . Außerdem wird in Gl. (2.28) vom sog. Modellgesetz der Diffusion Gebrauch gemacht, das es erlaubt, die Trocknung von Körpern unterschiedlicher Form und Größe miteinander zu vergleichen:

$$\frac{t_1}{t_2} = \left(\frac{d_1}{d_2}\right)^2 \quad (2.29)$$

Es besagt, daß die Trocknungszeiten zweier Betonkörper auf den gleichen Feuchtegehalt sich zueinander verhalten, wie das Quadrat der charakteristischen Dicken dieser Körper. Die charakteristische Dicke  $d$  eines unendlich langen Zylinders ist z. B. dessen Radius, die charakteristische Dicke einer unendlich großen Platte deren halbe Dicke. Da die Trocknung umso rascher abläuft, je größer das Verhältnis Oberfläche zu Volumen ist, führt man anstelle der charakteristischen Dicke eine sog. wirksame Körperdicke ein:

$$d_{ef} = \frac{2V}{O} \quad (2.30)$$

In einer großen Zahl von Trocknungsversuchen konnte gezeigt werden, daß auf diese Weise der Einfluß der Körpergröße auf das Trocknungsverhalten zutreffend berücksichtigt werden

kann. Bild 2.12 zeigt beispielhaft Ergebnisse von Trocknungsversuchen an Betonprismen unterschiedlicher Abmessungen aus /136/.

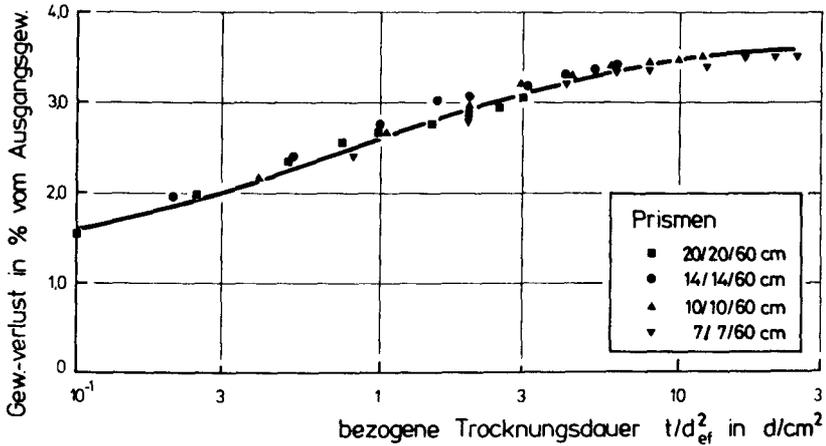


Bild 2.12: Einfluß der Probengröße auf die Austrocknung von Beton; nach /136/

Der Koeffizient  $\alpha$  in Gl. (2.28) beschreibt die Abhängigkeit der Trocknung von der Porosität des Zementsteins sowie von der relativen Feuchte der Umgebungsluft als antreibende Transportkraft. Nach Hilsdorf / 70/ ist:

$$\alpha = \frac{1,75}{100} \sqrt{1-\varphi} \frac{1+15\left(\frac{W_0}{Z}-0,4\right)^2}{m} \quad (2.31)$$

mit  $m$  = mittlerer Hydratationsgrad,  $\varphi$  = rel. Luftfeuchte,  $W_0$  = Ausgangswassergehalt in kg/m<sup>3</sup> und  $Z$  = Zementgehalt in kg/m<sup>3</sup>. Gl. (2.31) gilt lt. Hilsdorf nur für Normaltemperatur (< 40 °C); der Einfluß der Temperatur auf den Koeffizienten  $\alpha$  wurde nicht untersucht.

Bild 2.13a zeigt beispielhaft anhand von Hansons Versuchsergebnissen / 66/, daß sich die Feuchteverteilung in trocknenden Betonkörpern mittels der Berücksichtigung eines feuchteabhängigen Diffusionskoeffizienten zutreffender darstellen läßt als bei Verwendung eines konstanten Koeffizienten. Der Einfluß des Ansatzes des Diffusionskoeffizienten auf die zeitliche Entwicklung der mittleren Probenfeuchte ist demgegenüber weniger deutlich, wie aus Bild 2.13b für dieselben Versuchsergebnisse hervorgeht. Die mittleren Feuchtegehalte wurden aus den Verteilungen nach unterschiedlichen Trocknungsdauern ermittelt. Auch das Näherungsverfahren nach Hilsdorf liefert demnach eine befriedigende Übereinstimmung mit den Lösungen der Diffusionstheorie für den mittleren Feuchtegehalt.

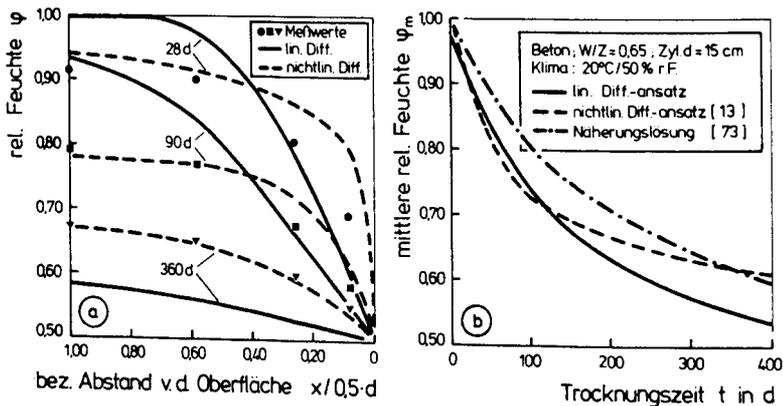


Bild 2.13: Feuchteverteilung (a) und mittlere Probenfeuchte (b) mittels linearem und nichtlinearem Diffusionsansatz, für Versuchsergebnisse von / 66/

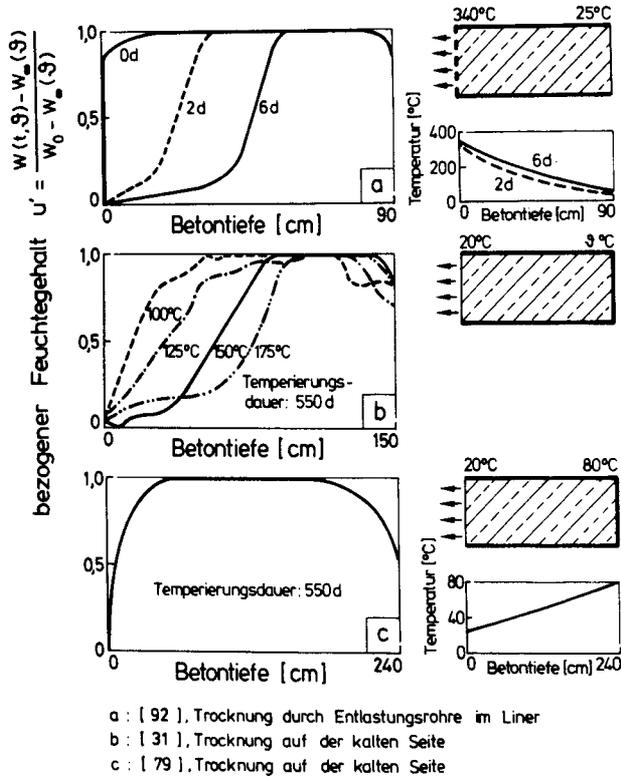
### 2.3 Feuchtebedingungen in Betonbauteilen bei erhöhter Temperatur

Betrachtet man den Einfluß erhöhter Temperatur auf die Betoneigenschaften, so ist die Berücksichtigung des Feuchtegehalts des Betons und seiner Veränderungen stets unerläßlich. Die Feuchtebedingungen in Betonbauteilen werden geprägt durch die primär porenraumbestimmenden Größen Wasserzementwert und Hydratationsgrad, die hygrischen Umgebungsbedingungen vor und während Temperatureinwirkungen, die Temperaturhöhe und -einwirkungsdauer sowie durch die Position betrachteter Bereiche im Bauteilquerschnitt bzw. durch die Bauteilabmessungen.

Im Zuge der Entwicklung von Spannbeton-Reaktordruckbehältern wurde die Erforschung der Betoneigenschaften bei erhöhter Betriebstemperatur intensiviert. Spannbeton-Reaktordruckbehälter sind dickwandige, üblicherweise innenseitig mit einem Stahlliner versehene Konstruktionen, die eine einseitige Temperaturbeaufschlagung erfahren. Die Temperatur kann zwischen 70 bis 80 °C am gekühlten Liner im Betrieb und bis zu 400 °C im Störfall betragen / 71/. In verschiedenen Untersuchungen wurden die Feuchtebewegungen und -verteilungen in langfristig einseitig temperierten, dickwandigen Betonbauteilen für unterschiedliche Temperatur- und Trocknungsbedingungen studiert. Bild 2.14 zeigt einige Versuchsergebnisse. Der bezogene Feuchtegehalt  $u'$  bezeichnet die zu einem Zeitpunkt  $t$  noch verdampfbare Wassermenge, bezogen auf die beim angelegten Klima insgesamt verdampfbare Menge:

$$u' = \frac{W(x,t,\vartheta,\varphi) - W_{\infty}(\vartheta,\varphi)}{W_0 - W_{\infty}(\vartheta,\varphi)} \quad [-] \quad (2.32)$$

Ist  $u' = 0$ , so ist der Gleichgewichtszustand erreicht.



**Bild 2.14:** Feuchteverteilungen in einseitig temperierten, dicken Betonkörpern

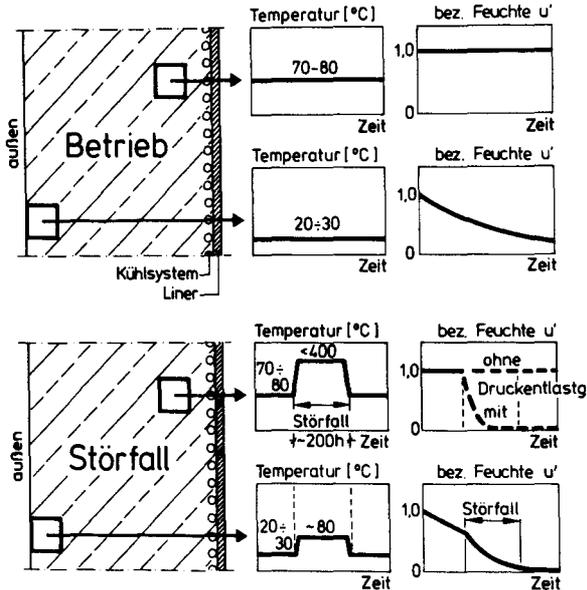
In allen Untersuchungen stellte sich schon wenige Tage nach Beginn der Beheizung eine näherungsweise stationäre und lineare Temperaturverteilung ein. Die im Bildteil a dargestellten Ergebnisse von Kordina / 92/ verdeutlichen den möglichen Ablauf eines Störfalls mit einer raschen Aufheizung auf ca. 340 °C. Durch Druckentlastungsrohre wird die Ausdampfung am Liner zugelassen. Die Austrocknung des Betons erfolgt also entgegen dem Temperaturgradienten. Es bilden sich eine trockene Zone hinter dem Liner und eine "Verdampfungsfront" im Beton mit einem steilen Feuchtegradienten aus. Die "Verdampfungsfront" wandert zeitabhängig in das

Bauteil hinein. Hinter diesen beiden Zonen behält der Beton seine Ausgangsfeuchte. Angetrieben wird die Trocknung durch die Konzentrations- und Gesamtdruckdifferenz zwischen dem heißen Beton und der Umgebungsluft.

Die in den Teilen b und c von Bild 2.14 dargestellten Feuchteverteilungen wurden bei Untersuchungen des Betriebszustandes mit langzeitiger Einwirkung mäßig erhöhter Temperatur beobachtet. Der Feuchtetransport erfolgt hier einerseits infolge der Thermodiffusion in der Richtung des Temperaturgefälles. Daraus resultiert der Feuchteverlust am Liner. Im wesentlichen findet die Austrocknung andererseits aber, angetrieben durch die Konzentrationsdifferenz zwischen dem Beton und der Umgebung, auf der "kalten" Seite in die Umgebungsluft statt. Der bezogene Feuchtegehalt  $u' = 0$  kennzeichnet den Gleichgewichtszustand zwischen der Feuchtigkeit des Betons und der der Umgebungsluft.

Bis zu einer Temperatur von ca. 100 °C erfaßt die Trocknung in die Umgebungsluft auch nach langer Temperatureinwirkung (in den Beispielen 550d) nur einen vergleichsweise schmalen Randbereich, während der Kern seine Ursprungsfeuchte beibehält. Wird der Beton hingegen auf über 100 °C erhitzt, also außer dem Trocknungsantrieb Konzentrationsdifferenz zusätzlich eine deutliche Gesamtdruckdifferenz aufgeprägt, so zeigt sich in Analogie zu Bildteil a auch die Ausbildung eines trockenen Randbereichs und einer folgenden "Verdampfungsfront".

Aus dem dargestellten Trocknungsverhalten dicker Betonwände unter erhöhter Temperatur lassen sich Rückschlüsse auf die repräsentativen Temperatur- und Feuchtezustände in Behälterwänden für den Betriebszustand und den Störfall ziehen. In Bild 2.15 sind die thermisch-hygrischen Bedingungen in Reaktorwänden, unterschieden nach inneren und äußeren Bauteilbereichen, schematisch dargestellt.



Vereinfachte Grenzbedingungen:

- „anmachfeucht versiegelte“ Innenbereiche
- „frei austrocknende“ Randbereiche

Bild 2.15: Thermisch-hygrische Bedingungen in Reaktordruckbehälterwänden; schematisch

Unter Zugrundelegung dieser klimatischen Bedingungen wurden zahlreiche Untersuchungen der Betoneigenschaften angestellt. Dazu wurden die Feuchtebedingungen in dickwandigen Betonkörpern bei i. d. R. stationär erhöhter Temperatur an laborgeeigneten Probekörpern begrenzter Abmessungen vereinfacht durch zwei Grenzzustände simuliert:

- Versiegelung des anmachfeuchten bzw. wassergesättigten Betons (hydrothermale Beanspruchung),
- "freie Austrocknung" in die Umgebungsluft.

Eine Versiegelung hat die Aufgabe, jeglichen Feuchteaus-tausch des Betonkörpers mit der Umgebung zu unterbinden. Daß dieses Ziel insbesondere bei deutlich höheren Temperatu-ren als 100 °C wegen des stark ansteigenden Gesamtdrucks schwer zu erreichen ist, mag eine Erklärung für sich häufig widersprechende Versuchsergebnisse über die Betoneigenschaf-ten sein.

Die "freie Austrocknung" in die Umgebung ist eine wenig de-finierte Feuchtebedingung. Selbstverständlich hängen die Feuchteverteilung im Betonkörper beim Trocknungsvorgang und der zeitliche Trocknungsverlauf in starkem Maße von der Tem-peraturhöhe, der wirksamen Körperdicke und porenraumbestim-menden Größen ab. In den vorangegangenen Abschnitten wurde das erläutert. Fast immer führt die "freie Austrocknung" aber bereits deutlich unter 100 °C zum Verlust nahezu des gesamten verdampfbaren Wassers, wie die folgenden Ausführun-gen verdeutlichen.

Werden ein Luftvolumen und eine darin befindliche Betonpro-be, die im hygri-schen Gleichgewicht stehen, aufgeheizt, so sinkt infolge des temperaturabhängigen Anstiegs des Sätti-gungsdampfdrucks  $p_s$  die relative Feuchte im Luftvolumen ra-pide ab. Der linke Teil von Bild 2.16 zeigt beispielhaft, daß die relative Feuchte in einem Luftraum mit 65 bzw. 95 % r. F. bei 20 °C infolge einer Aufheizung auf 70 °C auf 5 bzw. 7 % r. F. absinkt. Die durch die Aufheizung be-wirkte Partialdruckdifferenz führt zur Trocknung des Betons bis neues Gleichgewicht herrscht. Eine Gültigkeitsbedingung hierfür ist, daß der Partialdruck  $p$  im Luftvolumen durch das austretende Betonwasser nicht nennenswert erhöht wird, das Luftvolumen also im Verhältnis zum Probenvolumen groß ist.

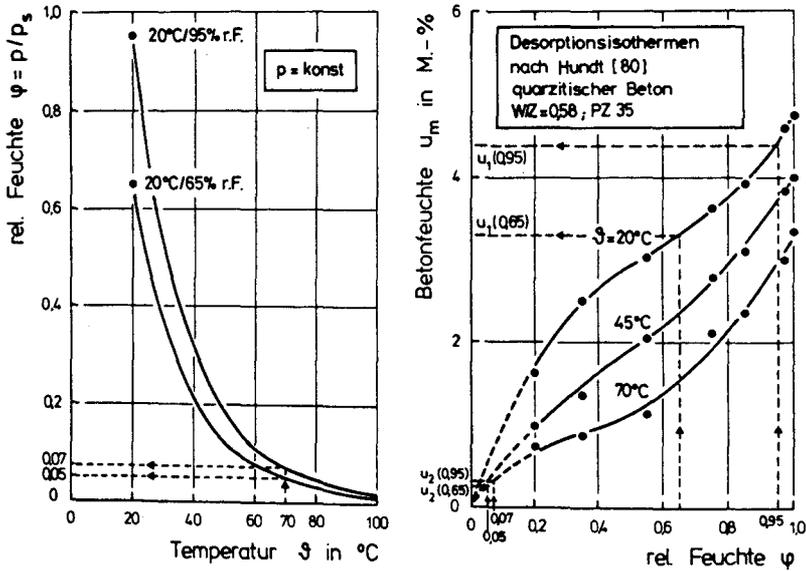
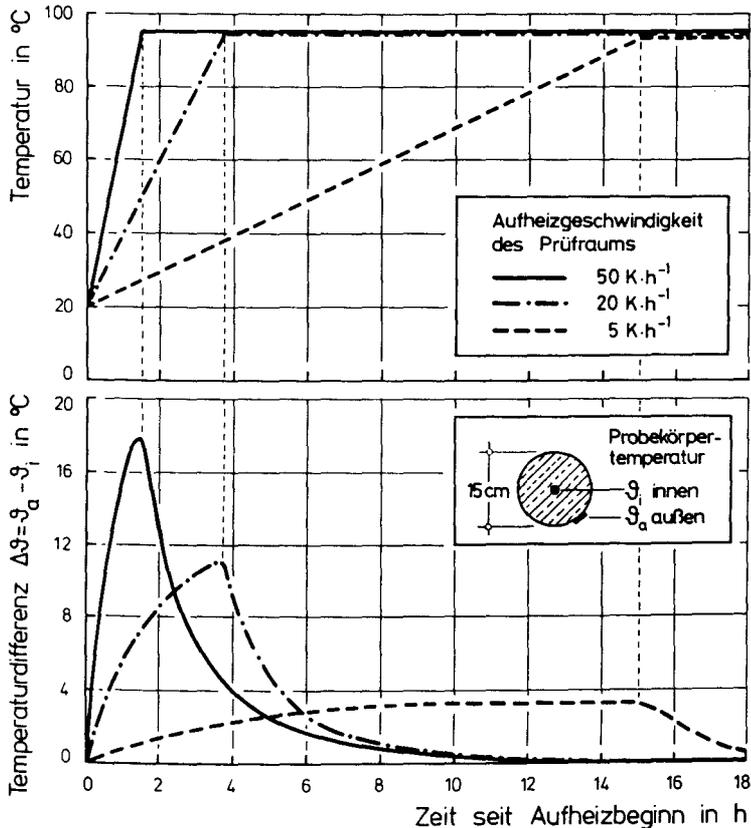


Bild 2.16: Betonfeuchtegehalt nach "freier Austrocknung" bei erhöhter Temperatur

Anhand der im rechten Bildteil dargestellten, experimentell gefundenen Desorptionsisothermen eines üblich zusammengesetzten, quarzitisches Betons von Hundt / 80/ wird klar, daß im neuen Gleichgewichtszustand bei  $70^{\circ}\text{C}$  nur wenig verdampfbares Wasser im Porenraum verbleibt.

Die Feuchtebedingungen in den dickwandigen Betonbauteilen von Reaktordruckbehältern werden durch die dargestellten Grenzsituationen hinreichend charakterisiert. Jedoch erfordert die zunehmende Verwendung von Beton für andere Bauwerke, vorrangig der Energietechnik, die ebenfalls extremen klimatischen Betriebsbedingungen ausgesetzt sind, die Überprüfung der Relevanz dieser Klimabedingungen. Derartige Bauwerke sind z. B. Kühltürme, Wärmespeicherbecken, Meerwasserentsalzungsanlagen, Teile konventioneller Kraftwerke.

Ihnen ist gemein, daß die Bauteile deutlich feingliedriger sind, die Betriebstemperaturen unterhalb von 100 °C liegen und instationär sein können. Häufig sind Bauteile mit Wasser oder gesättigtem Dampf bzw. Kondensat in Berührung oder in deren Nähe. Die Betonfeuchte kann dann von der Sättigung bis zu den erläuterten "lufttrockenen" Verhältnissen reichen. In jedem Fall ist zu berücksichtigen, daß die Temperatur und die Feuchte durch die Korrespondenz überwiegender Querschnittsteile mit der Umgebungsluft orts- und zeitabhängig, also ausgeprägt instationär sind.



**Bild 2.17:** Entwicklung der Temperaturdifferenz in Betonzylindern ( $d = 15$  cm) bei Aufheizung auf 95 °C mit unterschiedlicher Geschwindigkeit

Wärmetransport erfolgt in Beton vielfach schneller als Stofftransport. So stellt sich in feingliedrigen Bauteilen nach einer Temperaturerhöhung, die betriebsbedingt, also nicht plötzlich auftritt, vergleichsweise rasch wieder Temperaturgleichgewicht ein. Bild 2.17 zeigt dies anhand des Einflusses der Aufheizgeschwindigkeit auf die Entwicklung der Temperaturdifferenz in einem Betonzylinder ( $d = 15 \text{ cm}$ ) bei äußerer Aufheizung von  $20 \text{ }^\circ\text{C}$  auf  $95 \text{ }^\circ\text{C}$ . Es ist zu schließen, daß für die Betrachtung der Zeitabhängigkeit von Betonkennwerten die Annahme einer konstanten Temperaturverteilung gerechtfertigt ist. Instationäre Temperatur kann so als Zeitfolge isothermischer Zustände behandelt werden.

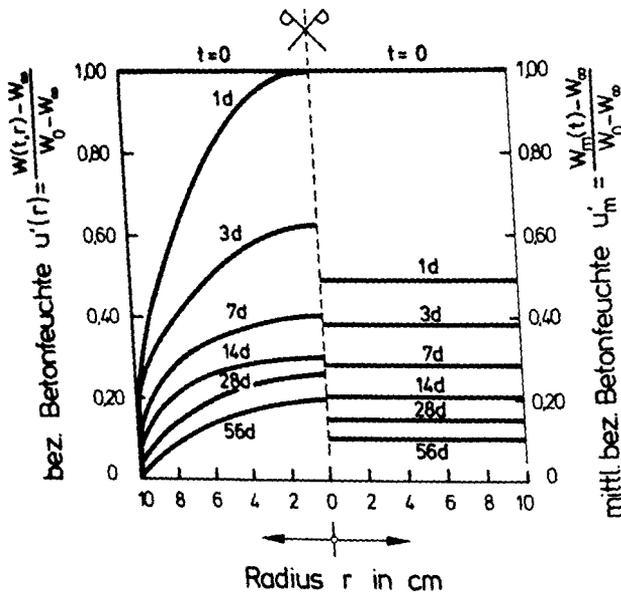


Bild 2.18: Feuchteverteilung und mittlere Betonfeuchte in Betonzylindern ( $d = 20 \text{ cm}$ ) bei Trocknung bei  $70 \text{ }^\circ\text{C}/65 \text{ \% r. F.}$ ; ermittelt nach /13/

Zu Beginn der Trocknung dünner Betonkörper bei erhöhter Temperatur entstehen steile Feuchtegradienten im Querschnitt, da die Feuchte oberflächennaher Zonen rasch auf die Umgebungsfeuchte abfällt. In Bild 2.18 ist die zeitliche Entwicklung der Feuchteverteilung in Betonzyklindern ( $d = 20 \text{ cm}$ ) unter der Einwirkung von  $70 \text{ }^\circ\text{C}/65 \text{ \% r. F.}$  dargestellt. Sie wurde mit dem nichtlinearen Diffusionsansatz von Bazant / 13/ ermittelt, der in Abschn. 2.2 erläutert wurde. Mit zunehmender Trocknungsdauer (hier ab ca. 7d) baut sich der Feuchtegradient in einem solchen Maße ab, daß fortan näherungsweise der Ansatz isohygrischer Zustände gerechtfertigt erscheint.

Die Klimabedingungen in Bauteilen der Energietechnik, die verglichen mit Reaktordruckbehältern als feingliedrig zu bezeichnen sind, und die in Luft unterschiedlicher Feuchte betriebsbedingt thermisch beansprucht werden, lassen sich zusammenfassend folgenderweise charakterisieren:

- Temperaturen zwischen ca.  $20 \text{ }^\circ\text{C}$  und  $100 \text{ }^\circ\text{C}$ , auch betriebsbedingt instationär.
- Über den Bauteilquerschnitt näherungsweise konstante Temperaturverteilung (isothermisch).
- Feuchtegehalte von "gesättigt" bis "lufttrocken". Über den Bauteilquerschnitt bei Trocknung anfangs ausgeprägt nichtisohygrischer Zustand, der sich im Trocknungsverlauf isohygrischen Verhältnissen nähert.

### 3 STAND DER ERKENNTNISSE ÜBER DEN EINFLUSS ERHÖHTER TEMPERATUR BIS CA. 100 °C AUF DIE BETONEIGENSCHAFTEN

#### 3.1 Einaxiale Betondruckfestigkeit bei erhöhter Temperatur

In den vergangenen Jahren wurden zahlreiche Untersuchungen zum Festigkeitsverhalten unterschiedlich zusammengesetzter Betone unter der Einwirkung erhöhter Temperatur bis ca. 300 °C durchgeführt. Zusammenfassende Darstellungen enthalten z. B. / 8 , 84, 96, 153, 157/.

In allen Untersuchungen wurde die Betonfeuchte als ein wesentlicher Parameter für die Druckfestigkeit zugrundegelegt. Unterschieden wurden üblicherweise die in Abschn. 2.3 als Grenzsituationen der Betonfeuchte für Reaktorbauteile definierten Bedingungen "versiegelt" und "frei austrocknend" bzw. "unversiegelt". Die Bilder 3.1 und 3.2 zeigen in einem Überblick für diese Feuchtebedingungen Versuchsergebnisse zur Restdruckfestigkeit unterschiedlicher Betone, ermittelt bei 20 °C nach vorheriger Temperierung von unterschiedlicher Dauer und Temperaturhöhe. Die Ergebnisse streuen für beide Feuchteverhältnisse stark und widersprechen sich teilweise; es ist lediglich zu resümieren, daß Temperaturen deutlich über 100 °C zu Festigkeitsverlust führen, dieser aber kaum zu quantifizieren ist. Desweiteren scheinen Betone mit kalzitischem Zuschlagmaterial im Mittel temperaturempfindlicher zu sein als solche mit quarzitäen Zuschlägen.

Besonders im Temperaturbereich unter etwa 100 °C, der in der vorliegenden Arbeit beleuchtet werden soll, präsentiert sich ein widersprüchliches Bild. Die Restdruckfestigkeiten schwanken zwischen ca. 20 % Gewinn gegenüber untemperiertem Beton und etwa gleich großem Verlust. Das deutet darauf hin, daß gerade in diesem Temperaturbereich mehr Parameter für thermisch bedingte Druckfestigkeitsänderungen verantwortlich sind, als nur die Feuchteverhältnisse und die Temperaturhöhe.

	Alter bei Temp.	Temp.-dauer	Zuschlagart
● [ 60 ] Hannant	80 d	3 : 540 d	Kalkstein
▲ [ 108 ] Nasser, Lohtia	14 d	91 d	Hornbl., Dolomit
▼ [ 41 ] Diederichs	90 d	28 d	Basalt
□ [ 96 ] Lankard et al.	90 d	8 h	Quarzkies
■ [ 96 ] Lankard et al.	90 d	8 h	Kalkstein
▼ [ 24 ] Browne et al.	100 d	40 d	Kalkstein
◆ [ 119 ] Nishizawa, Okamura	28 d	40 d	Kalkstein
○ [ 86 ] Kasami et al.	90 d	< 7 d	Quarzkies

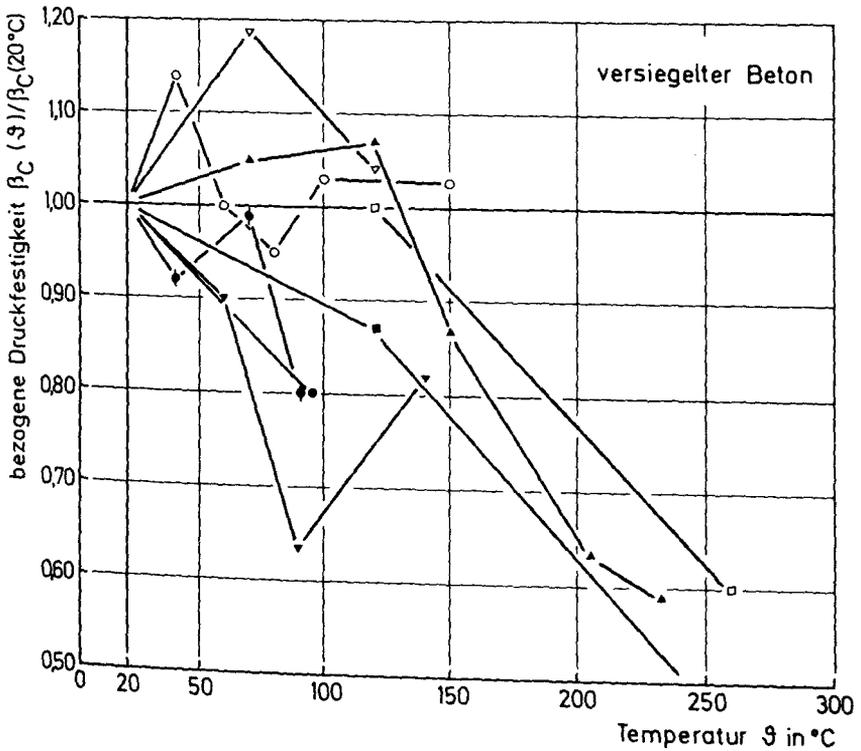


Bild 3.1: Restdruckfestigkeit versiegelt temperierten Betons

		Alter bei Temp.	Temp.-dauer	Zuschlagart
○	[ 96 ] Lankard et al.	28 d	90 d	Quarzkies
●	[ 96 ] Lankard et al.	28 d	90 d	Kalkstein
▲	[ 19 ] Bertero, Polivka	90 d	7 d	Kalkstein
□	[ 86 ] Kasami et al.	90 d	90 d	Quarzkies
■	[ 86 ] Kasami et al.	90 d	90 d	Kalkstein
▼	[ 41 ] Diederichs	90 d	28 d	Basalt
◆	[ 29 ] Carette et al.	140 d	30 d	Kalkstein

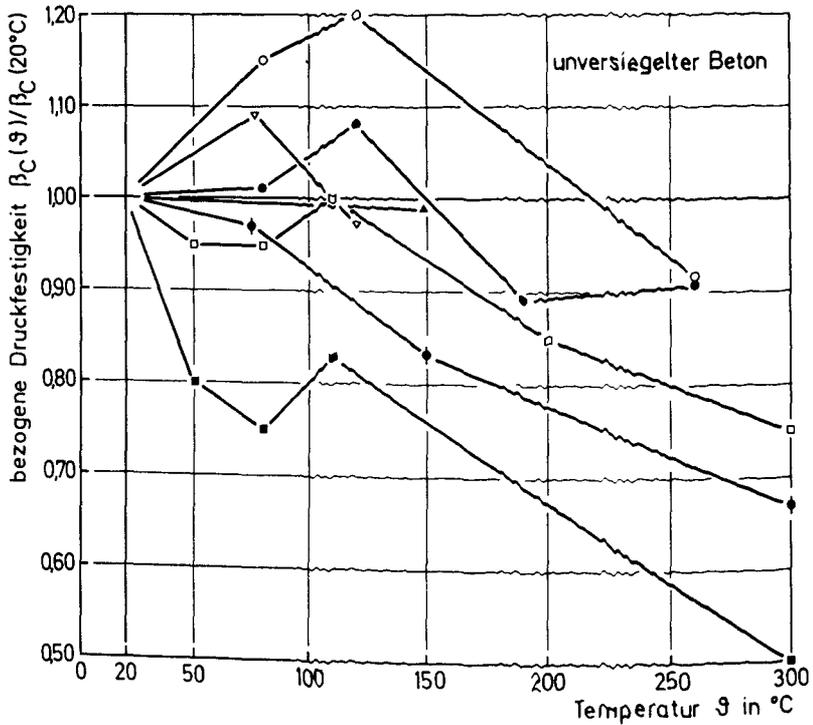


Bild 3.2: Restdruckfestigkeit unversiegelt temperierten Betons.

Basierend auf Pihlajavaaras Ausführungen /132/ werden in der folgenden Auflistung Faktoren zusammengestellt, die das Festigkeitsverhalten temperierten Betons beeinflussen können:

- Betonrezeptur: Zementmenge und -art, Zuschlagart, -größtkorn und -sieblinie, Wasserzementwert, Zusatzmittel und -stoffe.
- Größe und Gestalt der Betonkörper.
- Betonbehandlung vor der Temperierung:  
Hydratationsgrad bzw. Alter, Feuchtegehalt, Temperatur.
- Während der Temperierung:  
Temperaturhöhe, Feuchtesituation, deren Veränderungen, Geschwindigkeit der Veränderungen, Hydratationsgrad bzw. Alter, Temperierungsdauer, Lastzustand, Karbonatisierung.
- Bei der Prüfung:  
Zeit nach Temperierung, Temperatur, Feuchtegehalt, Belastungsgeschwindigkeit, Alter und Feuchtegehalt für Vergleichsfestigkeit, Maschineneinflüsse wie z. B. Steifigkeit.

Entscheidende Ursachen für die immer noch unbefriedigenden Möglichkeiten zur Beschreibung der Temperaturabhängigkeit des Festigkeitsverhaltens gerade im Temperaturbereich bis 100 °C liegen darin, daß in den Experimenten der Vielzahl der Faktoren und ihren gegenseitigen Beeinflussungen wenig Beachtung geschenkt wurde, dies eben wegen dieser Vielzahl auch schwerfällt und dementsprechend i. d. R. keine vollständige Dokumentation vorliegt. Bei höheren Temperaturen verliert sich diese Problematik zunehmend, da dann thermisch bedingte Abbaureaktionen im Zementstein vergleichsweise klare Auswirkungen auf das Festigkeitsverhalten haben / 40/,

der Zementstein i. w. entwässert ist und keine Hydratation mehr erfolgt.

So hat man heute noch kein geschlossenes Bild über die Auswirkungen thermisch bedingter Vorgänge im Betongefüge auf das Festigkeitsverhalten im Bereich mäßig erhöhter Temperatur. Aus einzelnen, vergleichenden Untersuchungen konnten jeweils einzelne, qualitative Aussagen über verschiedene Parameter gewonnen werden. Nach dem heutigen Wissensstand kann man, "versiegelten" und "unversiegelten" Beton unterscheidend, folgende Aussagen zur Druckfestigkeit treffen:

a) Unversiegelter Beton:

- Sowohl die Festigkeitsklasse des Betons als auch sein Wasserzementwert haben wenig Einfluß auf die Festigkeits-Temperaturbeziehung /153/.
- Betone mit einem hohen Zuschlag/Zement-Verhältnis (magerere Mischungen) zeigen vergleichsweise geringere Festigkeitsverluste.
- Die Zementart scheint wenig Einfluß auszuüben, wie aus vergleichenden Untersuchungen an Portland- und Hochofenzement hervorgeht /171/. Ein hoher  $C_3A$ -Gehalt wirkt sich negativ aus / 28/.
- Die thermische Entfestigung steigt mit zunehmender Proben schlankheit an /157/.
- Betone mit quarzitischen Zuschlägen sind weniger temperaturempfindlich als solche mit kalzitischen Zuschlägen. Mitunter wurde an kalzitischen Betonen ein Festigkeitseinbruch im Temperaturbereich von 50 - 100 °C festgestellt. Eine Erklärung für dieses Phänomen wird in der Literatur nicht angegeben.

- Bei zyklischer Temperierung zwischen einer Ober- und Untertemperatur ist der erste Zyklus für die Festigkeitsänderungen maßgebend / 28/.
- Die Temperierungsdauer ist weniger entscheidend als die Maximaltemperatur / 19/.
- Eine gleichzeitige Druckbelastung im Gebrauchsspannungsbereich während der Temperierung wirkt sich grundsätzlich positiv aus / 1 , 18/. Im Temperaturbereich bis 100 °C kann ein Festigkeitsanstieg gegenüber der Ausgangsfestigkeit entstehen. Nach längeren Temperierungsdauern wurden in einzelnen Untersuchungen zunehmende Festigkeitsverluste beobachtet / 9 , 170/, die jedoch stets kleiner waren als für unbelastete Proben.
- Die Warmdruckfestigkeit liegt i. d. R. über der Restdruckfestigkeit nach Abkühlung. Dafür wird eine verstärkte innere Ribbildung durch zusätzliche Gefügespannungen beim Abkühlvorgang verantwortlich gemacht.
- Die Ursachen für die thermisch bedingte Entfestigung unversiegelten Betons im Temperaturbereich bis 100 °C werden vorrangig in unterschiedlichen thermischen Ausdehnungskoeffizienten von Zementstein und Zuschlag gesehen / 39/, was zur Ribbildung insbesondere in der Kontaktzone Zementstein/Zuschlag führt.

#### b) Versiegelter Beton

- Die Temperaturempfindlichkeit kalzitischer Betone gegenüber quarzitären Betonen ist im Falle der Versiegelung besonders ausgeprägt. Während an quarzitären Betonen bis 100 °C häufig eine nur geringe Entfestigung oder auch ein Festigkeitsgewinn beobachtet wurde, waren an Kalksteinbetonen Festigkeitsverluste um 20 - 30 % festzustellen.

- Durch die Zugabe von Flugasche oder silikatischem Feinsand kann die Entfestigung versiegelten Kalksteinbetons kompensiert werden /158/.
- Temperierungszyklen bewirken keine zusätzlichen Festigkeitsveränderungen / 19/; entscheidend ist die Gesamtdauer bei Maximaltemperatur.
- Das Betonalter hat ab ca. 90 Tagen keinen Einfluß mehr auf die Hochtemperaturfestigkeit /153/.
- Neben den unterschiedlichen Wärmedehnungen von Zementstein und Zuschlag werden für die Entfestigung versiegelt temperierten Kalksteinbetons vorrangig Strukturveränderungen in der Mörtelmatrix verantwortlich gemacht / 96, 157/. Das günstigere Festigkeitsverhalten von Betonen mit quarzitischen Zuschlägen wird auf sog. hydrothermale Reaktionen des  $\text{Ca(OH)}_2$  im Zementstein mit dem  $\text{SiO}_2$  des Feinzuschlages (oder Zusatzstoffes), infolge deren sich neue kristalline CSH-Phasen hoher Festigkeit bilden, zurückgeführt /157/.

Die Arbeiten von Seeberger /157, 158/ haben in erheblichem Maße zur Klärung des Festigkeitsverhaltens versiegelt temperierter Betone beigetragen. Auch über die Vorgänge im Gefüge unversiegelter Betone hat er Untersuchungen angestellt und Strukturveränderungen der Zementsteinmatrix sowie Differenzen der Ausdehnungskoeffizienten der Betonkomponenten Zementstein und Zuschlag zur Erklärung herangezogen. Die Untersuchungen basieren auf der verbreiteten Annahme, daß unversiegelt temperierter Beton stets in i. w. entfeuchtetem Zustand geprüft wird, also während einer Temperaturbeanspruchung beliebiger Dauer das gesamte bei der jeweiligen Temperatur verdampfbare Wasser entfernt wurde. Daß dies jedoch im Temperaturbereich bis 100 °C nicht grundsätzlich zutrifft, geht aus den Ausführungen in Abschn. 2 sowie aus den Ergebnissen der Trocknungsversuche in Abschn. 5 hervor.

Es ist bekannt, daß der Feuchtegehalt des Zementsteins die Druckfestigkeit von Beton erheblich beeinflußt, auch bei Normaltemperatur. So konnte Pihlajavaara zeigen, daß die Druckfestigkeit trockenen Betons bei 20 °C bis zu 50 % über derjenigen wassergesättigten Betons liegt /130/.

Zum Einfluß des Feuchtegehaltes auf die Druckfestigkeit temperaturbeanspruchten Betons liegen nur spärliche experimentelle Erkenntnisse vor. Aus Fischers Untersuchungen / 52/ geht hervor, daß sowohl bei einer thermisch induzierten Zementsteintrocknung (100 °C) als auch bei einer Trocknung im Vakuum bei 20 °C die Druckfestigkeit mit abnehmendem Feuchtegehalt ansteigt. Bertero und Polivka /133/ sowie Kasami et al. / 86/ beobachteten ebenfalls einen Druckfestigkeitsanstieg bei niedrigen Betonfeuchten und darüber hinaus einen Festigkeitseinbruch bei mittleren Feuchtegehalten.

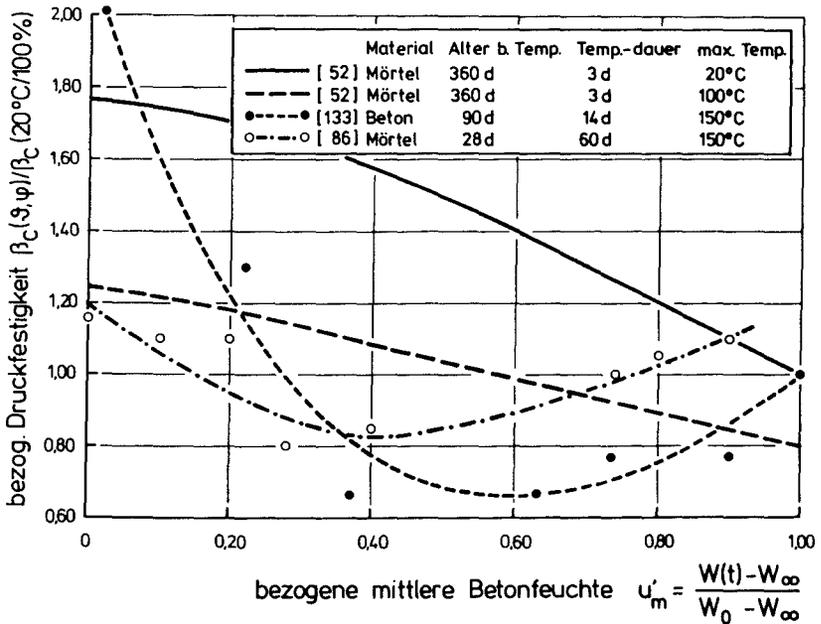


Bild 3.3: Veränderung der Druckfestigkeit temperierten Betons und Mörtels mit dem Feuchtegehalt

Bild 3.3 zeigt die erläuterten Versuchsergebnisse bezogen auf die Betonfeuchte  $u'_m$ , die das Verhältnis des noch verdampfbaren Wassers des Probekörpers zum insgesamt beim angelegten Klima verdampfbaren Wasser angibt. Bezugswert der Druckfestigkeit ist der Wert bei 20 °C im feuchten Zustand. Aus den so dargestellten Ergebnissen, den einzig bekannten zum Problem des Feuchtegehaltes bei erhöhter Temperatur, geht dessen große Bedeutung für die Druckfestigkeit klar hervor, wenngleich sie eine Quantifizierung nicht erlauben. Es ist anzunehmen, daß die großen Streuungen der Druckfestigkeit bis etwa 100 °C, wie sie aus Bild 3.1 und 3.2 ersichtlich sind, zum Teil auf die Vernachlässigung dieses Aspektes zurückzuführen sind. Da die Feuchtegehalte praktisch nie gemessen und dokumentiert wurden, ist eine nachträgliche Überprüfung nicht möglich.

### 3.2 Betonzugfestigkeit bei erhöhter Temperatur

Die Zahl experimenteller Untersuchungen zur Betonzugfestigkeit bei erhöhter Temperatur ist - verglichen mit jener zur Druckfestigkeit - gering. Auf den Bildern 3.4 und 3.5 sind Versuchsergebnisse zur Temperaturabhängigkeit der Zugfestigkeit bis 200 °C für versiegelten und unversiegelten Beton zusammengefaßt. Die Restzugfestigkeit wiederabgekühlten Betons nach einer Temperaturbeanspruchung wurde auf die Referenzfestigkeit untemperierten Betons bezogen.

Aufgrund der geringeren Zahl der Zugfestigkeitsuntersuchungen liegen in der Literatur spärlichere Angaben über die Wirkungen einzelner Parameter vor als für die Druckfestigkeit:

- Der Verlust an Zugfestigkeit austrocknend temperierter Betone fällt mit i. M. 25 - 30 % der Ausgangsfestigkeit höher aus als der Verlust an Druckfestigkeit (vgl. Bild 3.5 mit Bild 3.2). Dabei ist im Bereich bis 100 °C keine klare Temperaturabhängigkeit ersichtlich; zwischen 50 und

100 °C sind die Festigkeitseinbußen näherungsweise konstant.

- Bis 100 °C ist an versiegeltem Beton keine signifikante Temperaturabhängigkeit der Zugfestigkeit zu erkennen.
- Für die überwiegende Zahl der Untersuchungen wurde quarzitischer Beton verwendet, daher ist die Wirkung der Zuschlagart nicht deutlich ablesbar. Bei deutlich höheren Temperaturen ab 100 °C ist nach Schneider /153/ für kalzitische Betone mit einer größeren Temperaturempfindlichkeit zu rechnen als für quarzitisches Betone.

	Alter	b.	Temp.	Temp.	Zuschlag-	Art
	Temp.	Temp.	dauer	art		
○	[ 68 ]	Harada et al.	28 d	90 d	Quarzkies	40,60°C ↕ 80°C ↕
◇	[ 68 ]	Harada et al.	28 d	180 d	Quarzkies	40,60°C ↕ 80°C ↕
□	[ 139 ]	Rostásy et al.	120 d	180 d	Quarzkies	↕
▽	[ 96 ]	Lankard et al.	90 d	90 d	Quarzkies	↕
▼	[ 96 ]	Lankard et al.	90 d	90 d	Kalkstein	↕

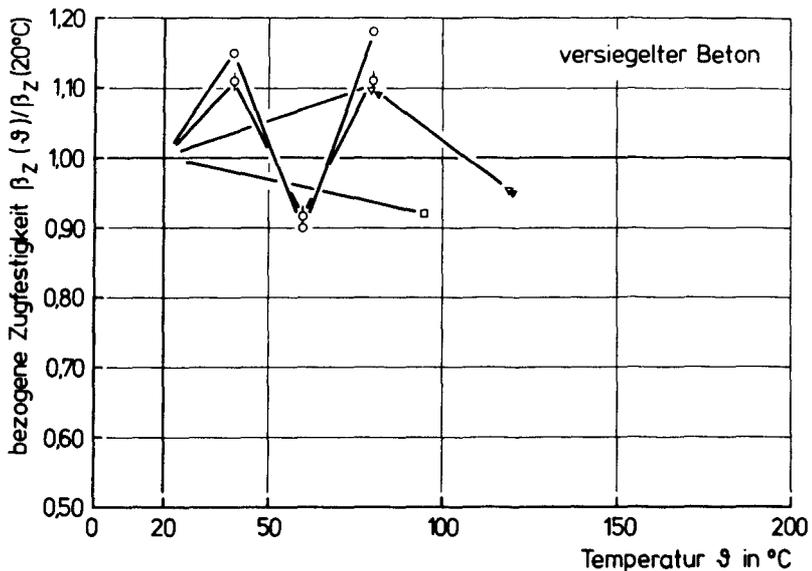


Bild 3.4: Restzugfestigkeit versiegelt temperierten Betons

		Alter b. Temp.	Temp- dauer	Zuschlag- art	Art
○	[ 68 ] Harada et al.	28 d	90 d	Quarzkies	40, 60°C ↑ 80°C ↓
◇	[ 68 ] Harada et al.	28 d	180 d	Quarzkies	40, 60°C ↑ 80°C ↓
□	[ 159 ] Rostásy et al.	120 d	180 d	Quarzkies	↑ ↓
△	[ 86 ] Kasami et al.	90 d	90 d	Quarzkies	↑ ↓
▽	[ 96 ] Lankard et al.	28 d	90 d	Quarzkies	↑ ↓
▼	[ 96 ] Lankard et al.	28 d	90 d	Kalkstein	↑ ↓
◇	[ 148 ] Saeman, Washa	28 d	1 d	Quarzkies	↑ ↓

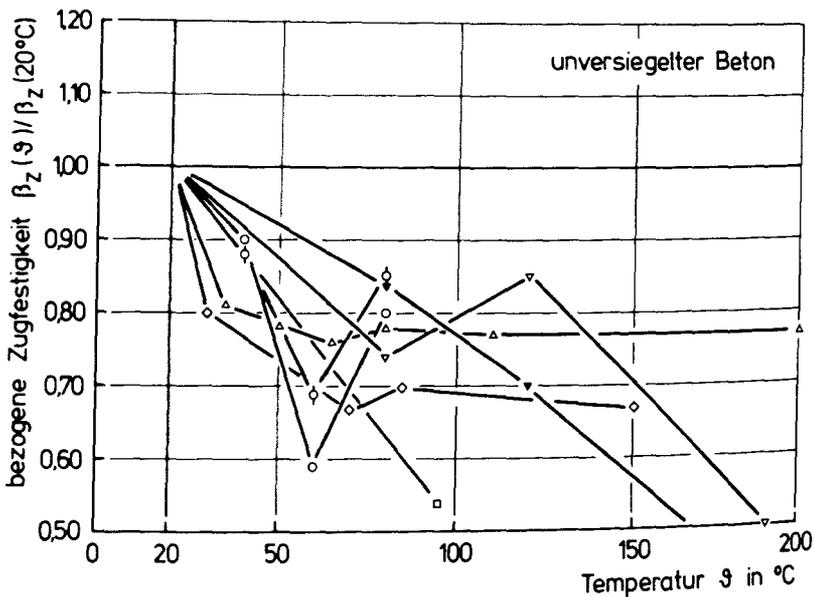


Bild 3.5: Restzugfestigkeit unversiegelt temperierten Betons

- Die Warmzugfestigkeit liegt i. a. leicht über der Restzugfestigkeit. Diese Aussage deckt sich mit den entsprechenden Erkenntnissen zur Druckfestigkeit.
- Thelandersson /165/ weist zementarmen Mischungen höhere Zugfestigkeitsverluste zu als zementreicheren. Schneider /153/ berichtet von der entgegengesetzten Abhängigkeit.

- Zyklische Temperierung unversiegelten Kalksteinbetons führt nach Crispino / 35/ nicht zu signifikanten Unterschieden gegenüber der Zugfestigkeit mit konstanter Temperatur beanspruchter Betone.
- Der Vergleich der Biegezugfestigkeit von Mörtel und Beton mit gleichem Wasserzementwert durch Sullivan /164/ ergab eine höhere Temperaturempfindlichkeit der Betonzugfestigkeit. Dies wird auf die stärkere Verminderung der lasttragenden Fläche im Beton durch die ausgedehnteren Mikrorisse in der Kontaktzone der vergleichsweise großen Betonzuschlagkörner zurückgeführt.
- Während die Zementart die temperaturabhängige Druckfestigkeit nicht signifikant beeinflusst, scheint dies für die Zugfestigkeit doch der Fall zu sein /151/. An HOZ-Mörtel wurden höhere Restzugfestigkeiten gemessen als an PZ-Mörtel. Ursachen hierfür sollen die weniger porös ausgebildete Kontaktzone bei HOZ-Mörtel und der geringere Anteil des niedrigsten  $\text{Ca(OH)}_2$  sein.

In den meisten Untersuchungen wurde die Spaltzugfestigkeit ermittelt, wohl weil sie versuchstechnisch am einfachsten zu realisieren ist, da von der Temperierung zur Prüfung keine Präparierung des Prüfkörpers wie bei der axialen Zugfestigkeit bzw. kein Versuchsaufbau wie für einen Biegeversuch erforderlich ist. Bekanntermaßen liefert nur der axiale Zugversuch wahre Festigkeitswerte, während die mittelbare Bestimmung über Biegung und Spaltung zu sog. technologischen Festigkeiten führt. Da aber nicht die Absolutwerte der Zugfestigkeit gesucht werden, sondern deren Veränderungen durch erhöhte Temperatur gegenüber den Normaltemperaturwerten, ist man geneigt, die Versuchsart für einen untergeordneten Aspekt zu halten.

Im Rahmen der Arbeiten des SFB 148 zur Erforschung des Verhaltens von Beton bei Brand gewonnene Ergebnisse /151/ weisen jedoch darauf hin, daß sich für Temperaturen oberhalb

von etwa 300 °C für die Spaltzugfestigkeit eine geringere Temperaturempfindlichkeit ergibt als für die Biegezugfestigkeit und die zentrische Zugfestigkeit. Anscheinend werden die letztgenannten Zugfestigkeiten durch Ribbildungsphänomene stärker geschwächt.

Im hier betrachteten Temperaturbereich bis 100 °C konnten lediglich Harada's Arbeit / 68/ Angaben entnommen werden, die vermuten lassen, daß auch bei mäßig erhöhter Temperatur die Prüfmethode der Zugfestigkeit Einfluß auf deren Temperaturabhängigkeit ausübt (s. Bild 3.5). In / 68/ wurde nach einer Temperierung bei 40 und 60 °C die zentrische Zugfestigkeit ermittelt, bei 80 °C hingegen die Spaltzugfestigkeit. Da die für 80 °C gemessenen bezogenen Werte für beide Lagerungsarten deutlich über jenen für 60 °C liegen und ein ähnlicher Effekt in den Versuchen der übrigen Autoren nicht festgestellt wurde, liegt es nahe, hier einen Einfluß der Prüfmethode zu vermuten.

### 3.3 Elastizitätsmodul und Spannung-Dehnungsbeziehung bei erhöhter Temperatur

Über die Veränderung des Elastizitätsmoduls im untersuchten Temperaturbereich liegt in der Literatur eine Reihe Ergebnisse vor, die in den Bildern 3.6 und 3.7 in der bekannten Weise für versiegelte und unversiegelte Lagerungsbedingungen zusammengestellt sind. Es ist ein einheitlicher Trend zu erkennen, der bis 100 °C auf E-Modul-Verluste bis ca. 30 % hinweist. Für die Streuungen werden die unterschiedlichen Betonarten, Lagerungsbedingungen, Meßverfahren (statische oder dynamische Messung, Druck- oder Biege-E-Modul) sowie Prüfkörperabmessungen und -formen verantwortlich gemacht. Ihren jeweiligen Einfluß systematisch zu klären, ist bislang nicht gelungen. Der Stand des Wissens kann folgenderweise umrissen werden:

- Der Betonfestigkeitsklasse, dem Wasserzementwert und der Zementart werden wenig Einfluß auf die E-Modul-Temperaturbeziehung zugewiesen /153/.
- Die Zuschlagart wird einhellig für bedeutsam gehalten, z. B. / 8 , 46, 153/. Wie auch aus Bild 3.7 hervorgeht, neigen die Betone mit steiferem Zuschlagmaterial (Quarzkies, Basalt) zu höheren E-Modul-Verlusten als diejenigen mit weicheren Zuschlägen (Kalkstein), z. B. auch Leichtzuschlägen / 40/.

	Alter b. Temp.	Temp.-dauer	Zuschlagart
● [119] Nishizawa, Okamura	28 d	40 d	Kalkstein
▼ [ 59] Hannant	180 d	1 d	Kalkstein
▽ [ 41] Diederichs	90 d	28 d	Basalt
[108] Nasser, Lahtia	14 d	28 d	Hornbl., Dolomit
◆ [ 19] Bertero, Polivka	90 d	7 d	Kalkstein
△ [159] Seki, Kawasumi	28 d	56 d	Quarzkies

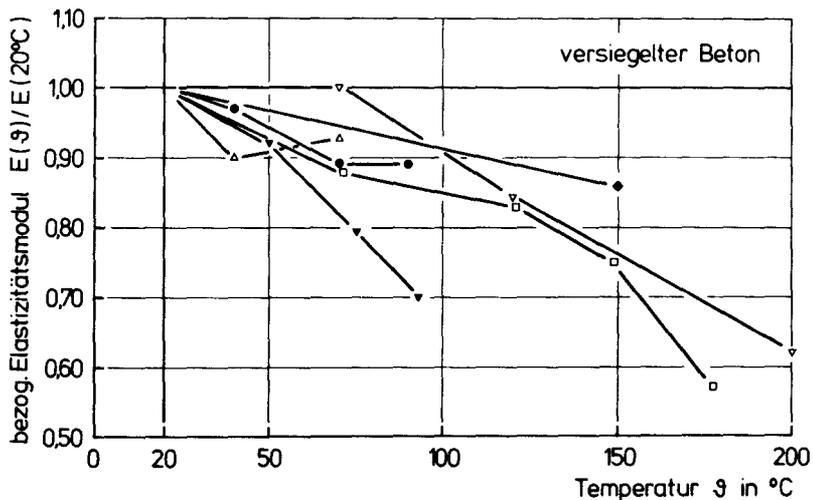


Bild 3.6: Rest-Elastizitätsmodul versiegelt temperierten Betons

	Alter b. Temp.	Temp.-dauer	Zuschlagart
○ [ 96 ] Lankard et al.	28 d	90 d	Quarzkies
● [ 96 ] Lankard et al.	28 d	90 d	Kalkstein
△ [ 86 ] Kasami et al.	90 d	90 d	Quarzkies
⋈ [ 41 ] Diederichs	90 d	28 d	Basalt
◆ [ 19 ] Bertero, Polivka	90 d	7 d	Kalkstein
▽ [159] Seki, Kawasumi	28 d	56 d	Quarzkies
□ [164] Sullivan, Poucher	28 d	1 d	Quarzkies/ Beton
⋈ [164] Sullivan, Poucher	28 d	1 d	Quarzkies/ Mörtel
◇ [ 36 ] Cruz	28 d	1h	Quarzkies
◆ [ 36 ] Cruz	28 d	1h	Kalkstein
◇ [ 68 ] Harada et al.	28 d	90 d	Quarzkies
◇ [100] Marechal	-500 d	1h	Quarzkies
◆ [100] Marechal	-500 d	1h	Kalkstein

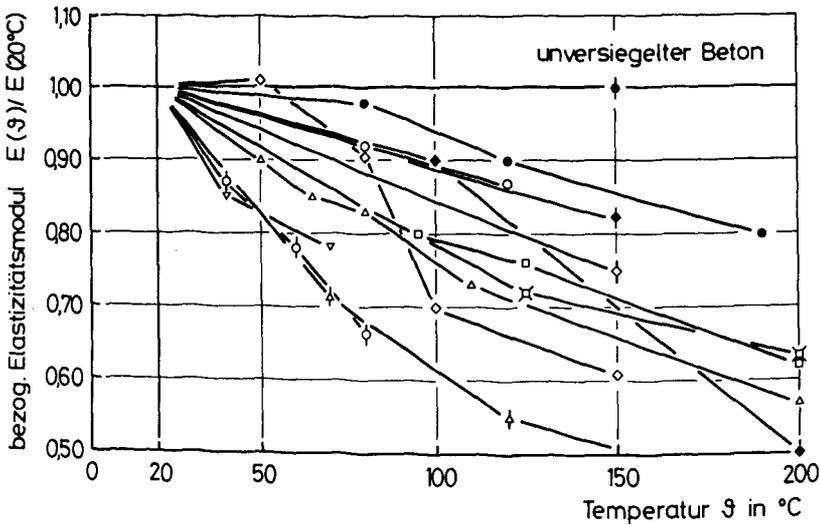


Bild 3.7: Rest-Elastizitätsmodul unversiegelt temperierten Betons

- Die Einwirkungsdauer erhöhter Temperatur bis 200 °C auf versiegelten Beton ist nach den Ergebnissen von Nasser und Lohtia /168/ ohne Einfluß. Demgegenüber stellten Bertero und Polivka / 19/ fest, daß die zyklische Temperierung zwischen 20 und 150 °C an versiegeltem Beton zu höheren, zyklenzahlabhängigen E-Modul-Einbußen bis insgesamt etwa 40 % führt, während unversiegelter Beton nur einen geringeren Verlust bis ca. 15 % aufweist, der i. w. nicht von der Zyklenzahl abhängt.

- Die Aussagen zur Bedeutung der Betonfeuchte sind teilweise widersprüchlich. Es ist bekannt, daß der Elastizitätsmodul bei Normaltemperatur wassergelagerten Betons größer ist als nach lufttrockener Lagerung (20 °C/65 % r. F.) / 21/. Für erhöhte Temperatur wird sowohl berichtet, die Feuchte sei im Rahmen der festgestellten Streuungen ohne erkennbaren Einfluß / 8 , 153/ als auch ihre vermeintlich entscheidende Rolle vermutet / 46/. Aus der Gegenüberstellung der Untersuchungsergebnisse für versiegelt und unversiegelt temperierte Betone in Bild 3.6 und 3.7 kann auf etwas geringere E-Modul-Verminderungen im versiegelten Zustand geschlossen werden.

Die Temperaturabhängigkeit der Spannung-Dehnungsbeziehung von Beton wurde vor allem im Zuge der Brandforschung untersucht. Insbesondere Schneider, z. B. /151, 153/, ermittelte in einer großen Zahl dehngesteuerter Versuche an unversiegelten Betonen, die sowohl belastet als auch unbelastet temperaturbeansprucht wurden, umfangreiche Informationen zum Elastizitätsmodul, zur Druckfestigkeit, zur Dehnung unter Maximallast und zur Verformungsenergie. Die niedrigste von Schneider untersuchte Temperatur war 150 °C. Auch in sonstigen  $\sigma$ - $\epsilon$ -Versuchen, die in der Regel lastgesteuert durchgeführt wurden, z. B. von Crispino / 35/ oder Bertero und Polivka /133/, wurde der Temperaturbereich bis 100 °C nicht berücksichtigt.

Aus den vorliegenden Versuchen ist bekannt, daß bei 150 °C die Druckfestigkeit und der Elastizitätsmodul in der beschriebenen Weise beeinflusst werden. Die Änderungen der Dehnung unter Maximallast und der Verformungsenergie sind bei dieser Temperatur noch unerheblich. Unter Zugrundelegung dieser Ergebnisse ist auch unterhalb von 100 °C kein deutlicher Einfluß auf die letztgenannten Kennwerte zu erwarten. Der experimentelle Aufschluß fehlt allerdings.

### 3.4 Thermische Betondehnung

Zur Temperaturdehnung von Beton liegt eine große Anzahl Versuchsergebnisse vor. Aus ihnen geht hervor, daß ein entscheidender Parameter für die Größe der thermischen Dehnung die mineralische Beschaffenheit des Zuschlagmaterials ist. Das zeigt z. B. die Gegenüberstellung nach Geymeyer / 55/ in Bild 3.8 sehr deutlich.

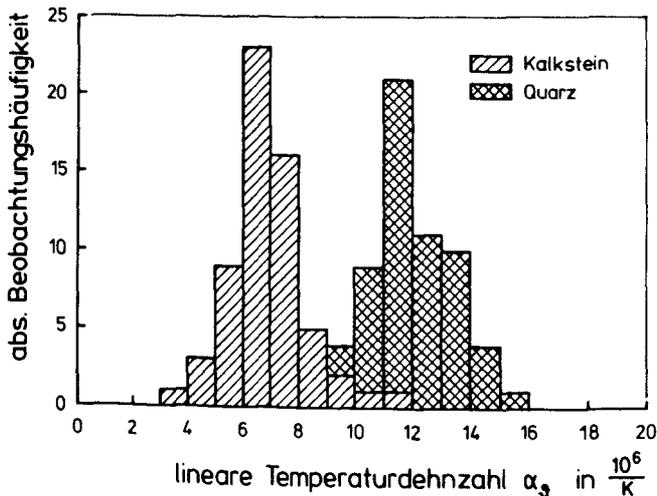


Bild 3.8: Temperaturdehnzahl von Betonen mit kalzitischen und quarzitäen Zuschlagstoffen; nach /55/

Für die starken Streuungen der Ergebnisse an Betonen mit demselben Zuschlag werden neben erheblichen Schwankungen und Anisotropie der thermischen Zuschlagdehnung vor allem die ausgeprägte Feuchteabhängigkeit der Zementsteindehnung verantwortlich gemacht.

Die wichtigsten Erkenntnisse zur Temperaturdehnung von Beton wurden in den Arbeiten von Dettling / 39/ und Ziegeldorf et al. /179/ umfassend dargestellt und diskutiert. In beiden Arbeiten wurden Näherungsverfahren ermittelt, mit deren Hil-

fe die Temperaturdehnzahl sowohl wassergesättigten als auch trockenen Betons zutreffend ermittelt werden kann, wenn die Volumenanteile und die Temperaturdehnzahlen des Zementsteins und des Zuschlags bekannt sind.

Deshalb wird hier auf eine detaillierte Darstellung von Versuchsergebnissen verzichtet und lediglich der Kenntnisstand zur Erklärung der Feuchteabhängigkeit der Zementsteindehnung und der Gefügeschädigungen durch thermische Inkompatibilität der Betonkomponenten knapp umrissen.

Die Feuchteabhängigkeit der thermischen Zementsteindehnung kann nach Dettling /39/ mit Hilfe der Unterscheidung einer "wahren" und einer "scheinbaren" Temperaturdehnung beschrieben werden. Die "wahre" Temperaturdehnung wird demnach durch die Temperaturabhängigkeit der Molekülbewegung und daraus folgend des Molekülabstandes bewirkt. Sie ist als echte Festkörperdehnung i. w. von der Zementsteinfeuchte unabhängig und beträgt etwa  $\alpha_g = 10 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$ . Die "scheinbare" Temperaturdehnung ist indes ausgeprägt feuchteabhängig. Sie soll auf die Störung des Gleichgewichts zwischen adsorptiven und kapillaren Kräften durch die Verlagerung von Wassermolekülen innerhalb des Porensystems und eine daraus resultierende Volumenänderung quellfähiger Gelbestandteile zurückzuführen sein. Nach Meyers /101/ ist die "scheinbare" Dehnung bei etwa 60 bis 70 % r. F. maximal, während sowohl in wassergesättigtem als auch in völlig trockenem Zementstein kein derartiger Dehnungsanteil festzustellen ist, da dann keine Kapillarkräfte herrschen (Bild 3.9). Der Betrag der "scheinbaren" Zementsteindehnung liegt demnach in derselben Größenordnung wie der der "wahren" Dehnung.

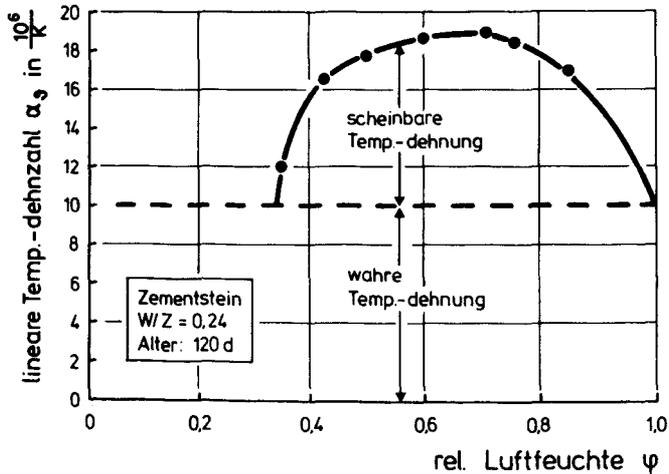


Bild 3.9: Einfluß des Feuchtegehalts auf die Temperaturdehnung von Zementstein; nach /101/

Beton ist bezüglich seiner Temperaturdehnung als Zweistoffsystem aus Zementstein und Zuschlag, bzw. aus Mörtel und Grobzuschlag zu bezeichnen. Da nun die Temperaturdehnung des Zementsteins bzw. Mörtels i. d. R. größer ist als die der üblichen Zuschlagstoffe, wie

$$\text{Kalkstein: } \alpha_3 \approx 4 \div 6 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K;}$$

$$\text{Quarzgestein: } \alpha_3 \approx 10 \div 12 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$$

und zudem sein E-Modul geringer, läßt sich die Temperaturdehnung von Beton vereinfacht als zusammengesetzt aus der unbehinderten Dehnung der Zuschläge und der um einen "verhinderten" Anteil verminderten Dehnung des Zementsteins oder Mörtels beschreiben.

Überschreiten die bei einer Aufheizung oder Abkühlung sich aufbauenden inneren Spannungen örtlich die Verbundfestigkeit zwischen Zementstein und Zuschlag bzw. die Zementsteinfestigkeit, so kommt es zu Ribbildung und Gefügeauflockerung. Durch Kriechen/Relaxation und durch Schwinden des Zement-

steins werden die Vorgänge beeinflusst. Gefügeschwächungen infolge thermischer Inkompatibilität der Betonkomponenten werden in Form irreversibler Dehnungsanteile bei der Wiederkühlung bzw. bei zyklischen Aufheizungen sichtbar. Entsprechende Messungen im hier betrachteten Temperaturbereich wurden aber nur in wenigen Untersuchungen, z. B. von Ziegeldorf et al. /179/, durchgeführt. Über die Abhängigkeit dieser Vorgänge ist nur wenig bekannt.

### 3.5 Betonkriechen bei erhöhter Temperatur

#### 3.5.1 Einflüsse aus Werkstoffstruktur und -zustand

##### 3.5.1.1 Einfluß von Zementart, -menge und Mahlfeinheit

Bereits in frühen Versuchen für übliche atmosphärische Klimabedingungen wurde festgestellt, daß die Zementart keinen bedeutenden Einfluß auf die Kriechverformungen ausübt /78, 115, 117/. Daß in vergleichenden Untersuchungen an Betonen gleichen Belastungsalters aus unterschiedlichen Zementen dennoch größere Kriechverformungen für Betone aus hochfesten bzw. langsam erhärtenden Zementen festgestellt wurden, läßt sich auf deren geringeren Hydratationsgrad zum Belastungszeitpunkt zurückführen. Erhöhte Temperatur unterhalb von 100 °C, die im Falle einer ausreichenden Feuchthalteung des Betons ja hydrationsbeschleunigend wirkt, bausen den Hydratationsgradunterschied rasch ab. Dem Parameter Zementart wird also nur eine recht geringe Bedeutung zukommen. Systematische Untersuchungen hierzu liegen allerdings nicht vor.

Die Zementmenge übt hingegen deutlichere Wirkungen auf die Betonkriechverformungen aus. Aus frühen Untersuchungen für Normaltemperatur schloß Wagner /169/, daß zwischen der Kriechverformung eines Betons und seinem Zementgehalt

Proportionalität herrscht. Neville /114/ gibt hingegen für das Verhältnis der Kriechverformung eines Betons zu der reinen Zementsteins folgenden Zusammenhang an:

$$\log \frac{\epsilon_{k,z}}{\epsilon_{k,b}} = \alpha \log \frac{1}{1 - \frac{v_g}{v_{ges}}} \quad (3.1)$$

Das Verhältnis  $v_g/v_{ges}$  gibt den Anteil des Zuschlags am Betonvolumen an. Der Faktor  $\alpha$  berücksichtigt den E-Modul des Zuschlags und die Entwicklung des E-Moduls des Betons.

Die experimentelle Isolierung des Parameters Zementleimmenge bereitete stets Probleme, da z. B. eine Verringerung der Zementmenge einen erhöhten Wasseranspruch zur Erhaltung einer ausreichenden Frischbetonverarbeitbarkeit erfordert. Dadurch wird gleichzeitig der Wasserzementwert erhöht. Das Verhältnis Zementleim/Zuschlag wird aber dabei infolge der erhöhten Wasserzugabe nur in engen Grenzen erhöht. Eine sinnvolle Variierung der Zementleimmenge ohne gleichzeitig an sich wesentlichere Parameter wie z. B. den Wasserzementwert deutlich zu verändern, ist daher kaum möglich. Wohl auch aus diesem Grund liegen Untersuchungsergebnisse zum Einfluß der Zementleimmenge für erhöhte Temperaturen nicht vor.

Die Mahlfeinheit des Zementes beeinflusst das Betonkriechen i. w. indirekt über den Hydratationsgrad im Belastungsalter. Es herrscht Übereinstimmung, daß der Einfluß der Mahlfeinheit nicht ausgeprägt ist und mit dem Belastungsalter und der -dauer rasch abnimmt / 18/. Erhöhte Temperatur dürfte diese Tendenz verstärken; experimenteller Aufschluß liegt aber nicht vor.

### 3.5.1.2 Einfluß des Wasserzementwertes

Mit steigendem Wasserzementwert nehmen die Kriechverformungen zu. Aus einer Vielzahl Versuche bei Normaltemperatur /169/ ergab sich der in Bild 3.10 dargestellte Zusammenhang für die Kriechzahl  $\varphi_k$ . Die Beziehung von Lorman / 97/ fand in modifizierter Form Eingang in das Kriechvorhersageverfahren von Bažant und Panula / 14/, das auch erhöhte Temperatur berücksichtigt.

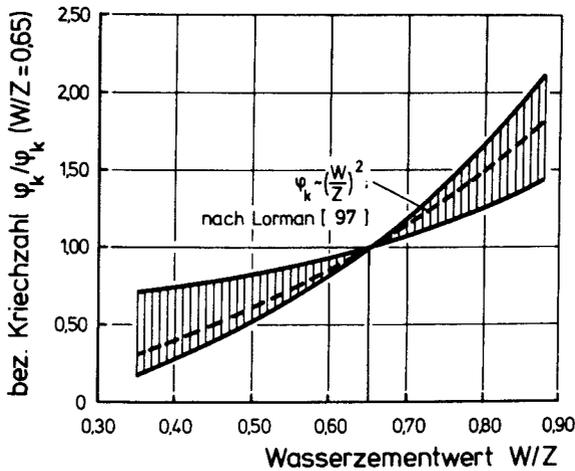


Bild 3.10: Einfluß des W/Z-Wertes auf das Kriechen von Beton bei Normaltemperatur; nach /169/

Systematische Untersuchungen zum Einfluß des Wasserzementwertes auf das Kriechen bei erhöhter Temperatur liegen nicht vor. Es ist jedoch ein deutlicher Einfluß zu erwarten, insbesondere auf die zeitliche Entwicklung des Trocknungskriechens.

### 3.5.1.3 Einfluß der Zuschlagart

Die natürlichen Zuschlagstoffe werden i. w. nur elastisch verformt. Darüber hinaus gelten sie als praktisch dicht. Sie beeinflussen das Betonkriechen also vor allem über die innere Spannungsverteilung. Auf der Basis von Versuchsergebnissen bei Normaltemperatur wurden verschiedene Modelle formuliert, die den Einfluß des E-Moduls des Zuschlags und seines Volumenanteils auf das Betonkriechen beschreiben, u. a. das Zwei-Phasen-Modell von Counto / 33/. Demnach ist mit einem deutlichen Anstieg des Betonkriechens zu rechnen, wenn der Zuschlag-E-Modul etwa  $30.000 - 40.000 \text{ N/mm}^2$  unterschreitet. Dies trifft nur für wenige natürliche Zuschläge, z. B. Sandstein, zu.

Zum Einfluß der Zuschlagart bei erhöhter Temperatur liegen kaum systematische Ergebnisse für miteinander vergleichbare Betone vor.

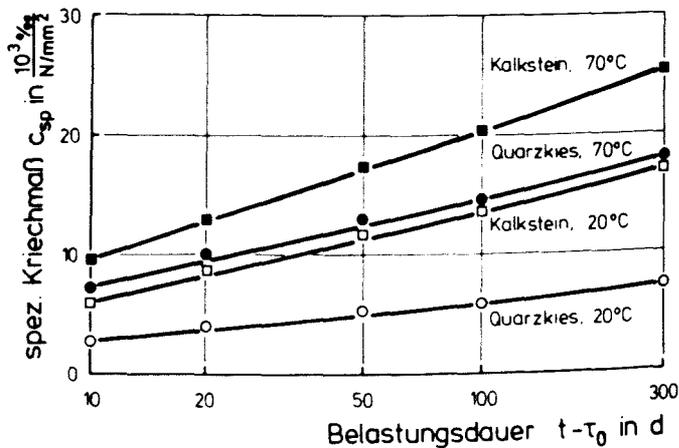
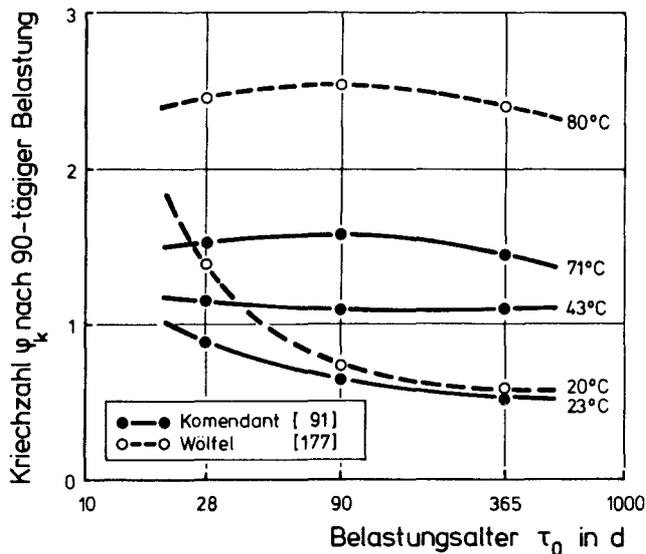


Bild 3.11: Einfluß der Zuschlagstoffe auf das Betonkriechen bei erhöhten Temperaturen; nach /106/

In /106/ nimmt McDonald umgekehrte Proportionalität zwischen den Kriechverformungen von Beton und seinem E-Modul auch für erhöhte Temperaturen bis ca. 70 °C an. In seinen Versuchen zeigen versiegelte Kriechkörper aus Kalksteinbeton sowohl bei 20 °C als auch bei 70 °C höhere Kriechverformungen als solche aus vergleichbar zusammengesetztem Quarzkiesbeton (s. Bild 3.11).

### 3.5.1.4 Einfluß des Belastungsalters

Es herrscht weitgehend Übereinstimmung, daß der Einfluß des Belastungsalters mit zunehmender Temperatur zurückgeht / 7, 23, 91, 159, 161, 177/. Bild 3.12 zeigt anhand von Versuchsergebnissen für versiegelten Beton von Komendant / 91/ und Wölfel /177/, daß bereits ab einem Belastungsalter von 28 d auch bei nur mäßig erhöhter Temperatur kein deutlicher Alterseinfluß mehr vorliegt.



**Bild 3.12:** Einfluß des Belastungsalters auf die Kriechzahl (Belastungsdauer  $t = 90$  d) versiegelten Betons bei erhöhten Temperaturen

Sofern Versuchskörper während des Versuchs austrocknen können, gewinnen die Parameter Probekörpergeometrie, Ausgangsfeuchte und Zeit im aufgeheizten Zustand vor der Belastung stark an Bedeutung. Damit werden vergleichende Darstellungen des Einflusses des Belastungsalters problematisch. Grundsätzlich verliert aber auch hier das Belastungsalter mit steigender Temperatur an Bedeutung.

Zur Frage, inwieweit der Einfluß des Belastungsalters von den Bedingungen "versiegelt" und "trocknend" abhängt, gibt Niyogi's Untersuchung /120/ Auskunft, jedoch nur für Normaltemperatur (Bild 3.13). Den Anstieg des Grundkriechens mit dem Belastungsalter für sehr jungen Beton erklärt Niyogi mit der Zunahme des im Zementgel adsorbierten, kriechverursachenden Wassers mit wachsendem Hydratationsgrad. Zu einem bestimmten Zeitpunkt sei dann die Geloberfläche so groß geworden, daß wegen der nur begrenzt verfügbaren Wassermenge eine Umlagerung des adsorbierten Wassers, verbunden mit einer Schichtdickenverringerung, stattfände, die das Kriechpotential mit zunehmendem Alter verringere. Entsprechende Versuche bei erhöhter Temperatur gibt es nicht. Die Gültigkeit von Niyogi's Erklärung voraussetzend, ist zu vermuten, daß durch die Hydratationsbeschleunigung bei erhöhter Temperatur diese Vorgänge in noch jüngeres Alter verschoben werden, was sie letztlich für das Kriechen bei erhöhter Temperatur bedeutungslos macht. Dies bestätigen ja auch die Ergebnisse in Bild 3.12.

Nasser und Neville /110/ stellten fest, daß 50jähriger Beton nach 14 Tagen Wasserlagerung ein vergleichbares Kriechverhalten bei erhöhter Temperatur zeigt wie einjähriger, unter Wasser gelagerter Beton.

Aus den Ergebnissen ist zu schließen, daß das Kriechen von Beton bei erhöhter Temperatur weniger vom Hydratationsgrad abhängt, als vielmehr durch den Feuchtezustand des Zementgels und die temperaturabhängige Mobilität der adsorbierten Wasserfilme des Gels geprägt zu sein scheint.

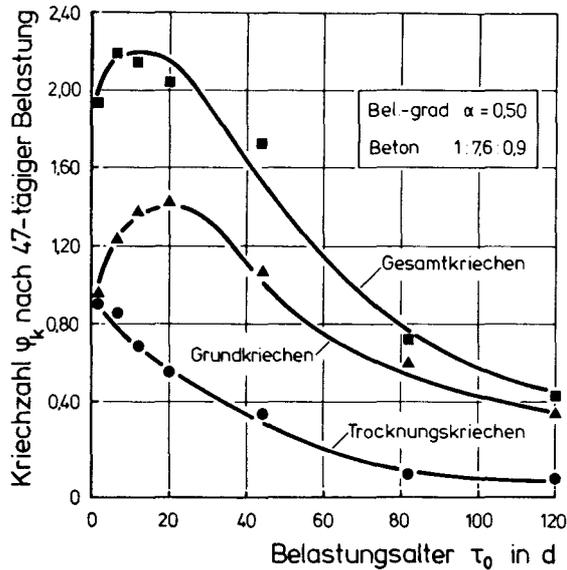


Bild 3.13: Einfluß des Belastungsalters auf das Grund- und Trocknungskriechen von Beton bei 20 °C; nach /120/

### 3.5.1.5 Einfluß der Erhärtungsbedingungen

Die Temperatur- und Feuchtebedingungen bei der Reifung sind von Bedeutung für das spätere Kriechverhalten. Die Feuchtebedingungen prägen den Hydratationsgrad und die Ausgangsfeuchte zum Erstbelastungszeitpunkt. Während der Einfluß des Hydratationsgrades vergleichsweise gering ist, übt die Ausgangsfeuchte einen sehr deutlichen Einfluß aus, wie in Abschn. 3.5.3.2 gezeigt wird.

Besondere Aufmerksamkeit ist Temperaturerhöhungen während der Reifung bzw. Vorlagerung zu widmen, also auch dem Zeitraum der Betonaufheizung unmittelbar vor der Belastung. Dies gilt auch für das Kriechen versiegelten Betons. So fand Neville /110/, daß einjähriger Beton, der seit Herstellung bei der späteren Versuchstemperatur (45, 70, 95 °C)

wassergelagert wurde, bis zu 60 % geringeres Kriechen zeigt als in entsprechender Weise bei 20 °C wassergelagerter Beton.

Parrott ging dem Einfluß erhöhter Lagerungstemperatur auf das spätere Kriechen von Zementstein in mehreren Arbeiten systematisch nach /124, 125, 126, 127/. Er setzte wassergelagerten Zementstein während einer 50tägigen Vorlagerung für 2 Tage 75 bzw. 95 °C aus und untersuchte den Einfluß auf dessen nachfolgendes Kriechen bei 20 °C /126/. Wie aus Bild 3.14 hervorgeht, sind sowohl das Grundkriechen bei 85 % r. F. als auch das Trocknungskriechen deutlich vermindert. Aus Messungen der verzögerten Elastizität nach der Entlastung /125/, die sich als weitgehend unabhängig von der Temperaturvorbehandlung erwies, leitete er ab, daß die Kriechbeeinflussung vorrangig im Fließanteil stattfindet. Darüber hinaus bemerkte er eine beschleunigte Trocknung des Zementsteins nach einer Temperierung, aufgrund derer er eine Ver-

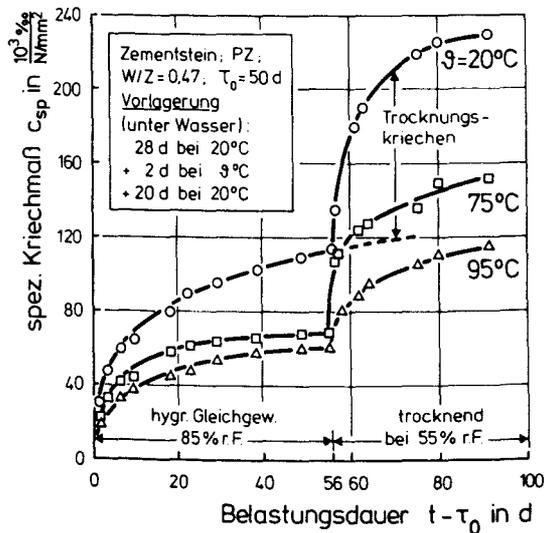


Bild 3.14: Kriechen von Zementstein bei 20 °C nach Vorlagerung bei erhöhter Temperatur; nach /126/

änderung der Kapillarporenverteilung zu größeren Poren hin vermutete. Parrott stellte weiterhin fest, daß sich durch eine Temperaturerhöhung molekulare Bindungen zwischen Silikathydraten beschleunigt entwickeln, Silikat-Polymerisation genannt. Zwischen dieser Polymerisation und der Verminderung der Kriechverformungen nach einer Temperaturvorlagerung besteht nach Parrotts Auffassung eine enge Korrelation.

#### 3.5.1.6 Bewertung und offene Fragen

Man geht davon aus, daß die Zementart und die Mahlfeinheit sekundäre Einflußparameter für das Betonkriechen bei erhöhter Temperatur sind. Dies ist aus dem Kenntnisstand für Normaltemperatur zu schließen; experimenteller Aufschluß fehlt aber.

Der Einfluß des Wasserzementwertes ist als wesentlich einzuschätzen. Der W/Z-Wert prägt die den Feuchtehaushalt bestimmende Kapillarporosität, so daß er insbesondere für das Trocknungskriechen bedeutend ist. Der Kenntnisstand wird dieser Bedeutung nicht gerecht.

Auch zum Einfluß der Zuschlagart ist der Wissensstand unzureichend. Die Gegenüberstellung der Ergebnisse verschiedener Autoren, die an unterschiedlichen Betonen gewonnen wurden, gibt wegen erheblicher Streuungen und zum Teil einander widersprechender Ergebnisse keinen Aufschluß.

Da die Bedeutung des Belastungsalters bei erhöhter Temperatur zurücktritt und Betonbauteile zum Zeitpunkt erstmaliger, betriebsbedingter Temperaturerhöhung üblicherweise älter als 90 d sind, kann dieser Einfluß als hinreichend geklärt betrachtet werden.

Die Höhe und Dauer einer Temperatureinwirkung vor Belastung beeinflußt das spätere Kriechverhalten erheblich. Leider blieb der kriechmindernde Effekt von Temperaturvorbehandlun-

gen in vielen Untersuchungen unberücksichtigt, indem weder die Zeit zwischen Aufheizung und Belastung kontrolliert noch in die Auswertung einbezogen wurde. Dieser Mangel wird ein Grund für die erhebliche Heterogenität des Datenmaterials zum Kriechen bei erhöhter Temperatur sein. Die Ursachen der Kriechminderung sind nicht endgültig geklärt.

### 3.5.2 Einflüsse aus der Lasteinwirkung

#### 3.5.2.1 Einfluß des Belastungsgrades

Der Belastungsgrad ist das Verhältnis von äußerer Druckspannung zur Druckfestigkeit, die meistens im Erstbelastungsalter bestimmt wird. Üblicherweise nimmt man bis zu einem Belastungsgrad von  $\alpha \approx 0,50$  Proportionalität zwischen der Kriechverformung und dem Belastungsgrad an /116, 169/, was ja eine Voraussetzung für die Anwendung des Superpositionsprinzips ist. Neuere Erkenntnisse besagen, daß Spannungslinearität nur für die Verformungsanteile verzögerte Elastizität und Grundkriechen gilt, während das Trocknungskriechen bereits bei kleinen Belastungsgraden ausgeprägt nichtlinear ist / 72/.

Der Einfluß der Temperatur bis ca. 100 °C auf den Zusammenhang zwischen dem Kriechen und dem Belastungsgrad wurde in einigen Untersuchungen sowohl für versiegelten als auch für trocknenden Beton erforscht / 91, 109, 111, 112, 113/. Die Ergebnisse in Bild 3.15 zeigen, daß bis  $\alpha \approx 0,40$  Proportionalität überwiegt, sich bei höherer Belastung jedoch zunehmend nichtlineares Verhalten abzeichnet. Der Einfluß des Belastungsgrades bei erhöhter Temperatur scheint sich also von demjenigen bei Normaltemperatur nicht signifikant zu unterscheiden.

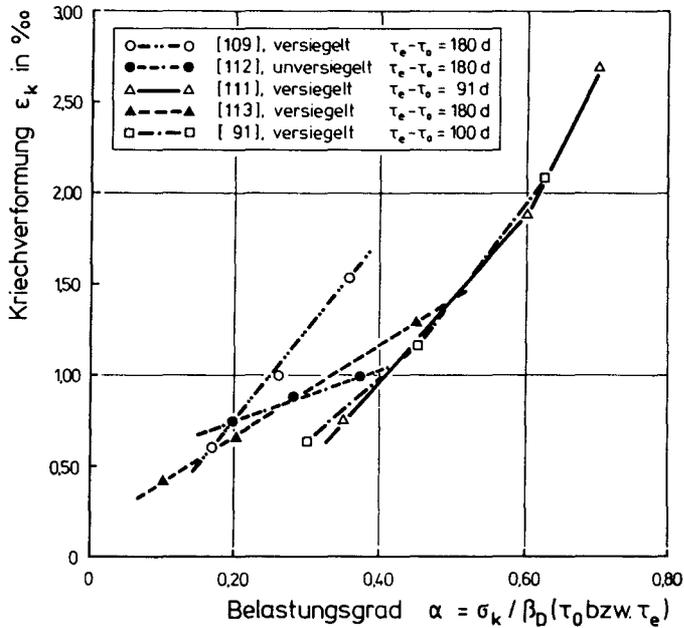


Bild 3.15: Zusammenhänge zwischen den Kriechverformungen von Beton und dem Belastungsgrad  $\alpha$  bei  $\vartheta = 70$  °C

### 3.5.2.2 Einfluß der Belastungsdauer

Erhöhte Temperatur beschleunigt den Kriechvorgang insbesondere zu Beginn der Belastungsdauer. Kriechversuche bei erhöhter Temperatur werden wegen ihres erhöhten Versuchsaufwandes i. a. für kürzere Belastungsdauern als bei Normaltemperatur durchgeführt. Die Versuchsdauer beträgt meistens ca. 100 bis 200 Tage, in wenigen Fällen bis 3 Jahre /25,59/.

In diesem Zusammenhang wichtig ist, festzustellen, welche Belastungsdauer bei Kriechversuchen bei erhöhter Temperatur nicht unterschritten werden sollte, um mit hinreichender Zuverlässigkeit auf die weitere Verformungsentwicklung schließen zu können. Bei Verwendung des Hyperbel-Ansatzes nach Ross /137/ zur Abschätzung einer Endkriechdehnung werden ca. 150 Tage angegeben / 3 /. Zum Vergleich kriechbeeinflussender Werkstoffparameter und thermisch-hygrischer Umgebungsparameter sind Belastungsdauern unterhalb von 100 Tagen üblich.

Es ist nicht klar, ob erhöhte Temperatur auch nach langer Belastungsdauer noch höhere Kriechgeschwindigkeit als bei Normaltemperatur bewirkt, oder ob zu irgendeinem Zeitpunkt aufgrund der früheren Kriechbeschleunigung ein möglicherweise begrenztes Kriechpotential erschöpft ist, woraus dann kleinere Kriechgeschwindigkeiten resultieren. Da infolge erhöhter Temperatur die Trocknungsgeschwindigkeit ansteigt und der Zementstein auf geringere Feuchtegehalte als bei Normaltemperatur trocknet, zeigt trocknend temperierter Beton beschleunigtes und erhöhtes Trocknungskriechen gegenüber Normaltemperatur, das aber zwangsläufig einem Endwert zustrebt. Demgegenüber ist unbekannt, ob auch das Grundkriechen, also das Kriechen bei konstanter Feuchte, einen Endwert besitzt. Nach Browne und Blundell / 25/ kann bis 95 °C Proportionalität zwischen dem Logarithmus der Grundkriechverformung und dem der Belastungsdauer angenommen werden. Demzufolge existiert kein Endkriechwert und die Kriechgeschwindigkeit bei erhöhter Temperatur ist fortdauernd größer als bei Normaltemperatur.

### 3.5.2.3 Verzögerte Elastizität bei erhöhter Temperatur

Die Messung der verzögert elastischen Rückverformung im Anschluß an einen Kriechversuch bei erhöhter Temperatur erlaubt Rückschlüsse, welchem Verformungsanteil die kriechsteigernde Wirkung erhöhter Temperatur überwiegend zuzuordnen ist. Leider ist der in der Literatur verankerte Kenntnisstand vergleichsweise gering. In den meisten Versuchen zur verzögerten Elastizität bei erhöhter Temperatur wurde deren Temperaturunabhängigkeit festgestellt / 6, 61, 91, 107, 109, 111, 116, 159/. In der Regel wird diese Feststellung leider nur verbal getroffen, die Dokumentation fehlt. Bild 3.16 zeigt die Versuchsergebnisse von Seki und Kawasumi /159/ und Komendant / 91/, die die verzögerte Elastizität während 28 bzw. 90 d nach der Entlastung beobachteten. In nur wenigen Untersuchungen wurde ein Anstieg der verzögert elastischen Dehnung mit zunehmender Temperatur / 57, 82/ festgestellt.

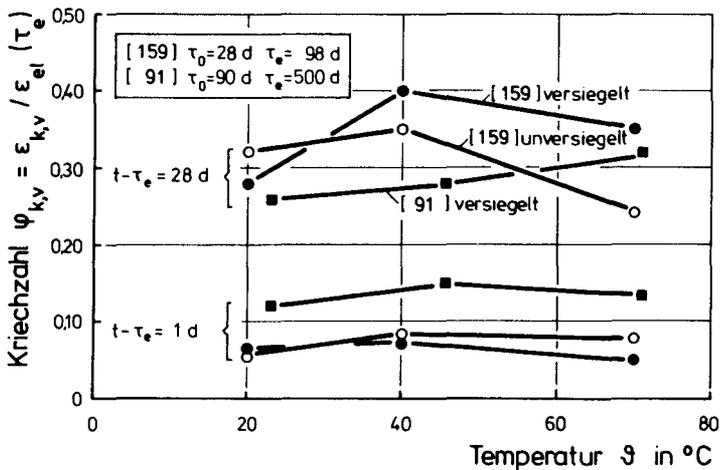


Bild 3.16: Verzögert elastische Dehnung in Abhängigkeit von der Temperatur

Auch für Normaltemperatur herrscht aufgrund einer vergleichsweise schmalen, experimentellen Basis noch Unklarheit, welche Parameter die verzögerte Elastizität primär beeinflussen. Während in DIN 4227 / 42/ nur die Belastungsdauer Berücksichtigung findet, wird in verschiedenen Arbeiten, z. B. / 3 , 12, 83, 104/, die Abhängigkeit von Parametern wie Betonalter, Feuchtezustand, Körpergeometrie und Betonzusammensetzung herausgestellt.

#### 3.5.2.4 Bewertung und offene Fragen

Der Literatur ist zu entnehmen, daß die Annahme von Proportionalität zwischen dem Kriechen und der erzeugenden Spannung im Bereich niedriger Belastungsgrade für erhöhte Temperatur im gleichen Maße zutreffend bzw. unzutreffend ist wie für Normaltemperatur. Da die Festhaltung am Superpositions-gesetz im Hinblick auf die Begrenzung des Rechenaufwandes bei der Kriechvorhersage wünschenswert ist, sollte der Fehler infolge Zugrundelegung von Spannungslinearität durch die entsprechende Formulierung linearer Kriechgesetze minimiert werden.

Hinsichtlich des Einflusses der Belastungsdauer auf das Kriechen stellen sich Fragen zum einen nach der Existenz eines Grenzwertes und zum anderen nach dem Zeitraum, in dem eine erhöhte Temperatur kriechbeschleunigend gegenüber Normaltemperatur wirkt. Die Frage nach einem Endkriechwert ist für erhöhte Temperatur ebensowenig beantwortet wie für Normaltemperatur. Da Kriechverformungen immer im Zusammenhang mit der Betriebs- bzw. Lebenszeit eines Bauwerkes interessieren, ist diese Frage auch nur von geringer praktischer Relevanz. Zum Aspekt der zeitlichen Entwicklung des Kriechens bei erhöhter Temperatur gegenüber der bei Normaltemperatur, liegen sowohl Beobachtungen vor, die auf eine fortgesetzt erhöhte Kriechgeschwindigkeit hinweisen, als auch solche, die von einem Abklingen auf die Kriechgeschwindigkeit bei Normaltemperatur sprechen. Zwar besteht im Hinblick auf

eine zuverlässige Prognose langzeitiger Kriechverformungen bei erhöhter Temperatur wichtiges Interesse an einer Klärung, sie scheint jedoch mit vertretbarem Versuchsaufwand nicht möglich zu sein.

Der Wissensstand über die verzögerte Elastizität, insbesondere bei erhöhter Temperatur ist unzureichend. Da sie wichtige Rückschlüsse auf die Temperaturempfindlichkeit der Kriechdehnungskomponenten erlaubt, ist ihre systematische Untersuchung erforderlich.

### 3.5.3 Einflüsse der thermisch-hygrischen Umgebungsbedingungen

#### 3.5.3.1 Einfluß erhöhter, stationärer Temperatur

Über den Einfluß erhöhter Temperatur auf das Betonkriechen, den hier betrachteten Bereich von 20 bis ca. 100 °C eingeschlossen, erschienen in den vergangenen 20 Jahren zahlreiche Veröffentlichungen. Die Ergebnisse zeigen mit zunehmender Temperatur steigendes Kriechen, wobei über das Ausmaß der Erhöhung sehr unterschiedliche Ansichten geäußert werden (Bild 3.17). Bei 80 °C ist für versiegelten Beton demnach mit 1,5- bis 4,5fachen Kriechverformungen gegenüber 20 °C zu rechnen. Für unversiegelten Beton wurden ähnlich weit spreizende Ergebnisse beobachtet /8, 46, 153/.

In einigen der in Bild 3.17 dargestellten Versuche steigt die Kriechverformung nicht monoton mit der Temperatur an, sondern weist ein Maximum in der Kriechverformungs-Temperaturbeziehung bei 60 - 80 °C auf. Derartige sog. Kriechmaxima wurden bevorzugt dann beobachtet, wenn die Proben bereits frühzeitig vor der Belastung (ca. 14 d) auf die Versuchstemperatur aufgeheizt wurden / 56/. Die Existenz bzw. die Ursachen einer Temperatur unterhalb von 100 °C mit maximalen Kriechverformungen sind bis heute umstritten.

		Bel.-grad	Bel.-alter	Bel.-dauer
⊠	[ 113 ] Nasser	$\alpha = 0,20$	$\tau_0 = 14 \text{ d}$	$t - \tau_0 = 180 \text{ d}$
○	[ 59 ] Hannant		180 d	300 d
⊗	[ 59 ] Hannant		180 d	200 d
●	[ 111 ] Nasser, Neville	0,35	14 d	91 d
□	[ 111 ] Nasser, Neville	0,35	14 d	450 d
■	[ 159 ] Seki, Kawasumi	0,30	98 d	290 d
△	[ 25 ] Browne, Blundell	0,25	100 d	100 d
▲	[ 25 ] Browne, Blundell	0,25	60 d	100 d
▽	[ 6 ] Arthanari, Yu	0,20	15 d	60 d
◇	[ 110 ] Nasser, Neville	0,45	1 d	90 d
◆	[ 110 ] Nasser, Neville	0,45	50 d	90 d
▣	[ 109 ] Nasser, Lohitia	0,35	14 d	180 d
⊙	[ 177 ] Wölfel	0,27	360 d	90 d
⊞	[ 91 ] Komendant	0,30	90 d	100 d

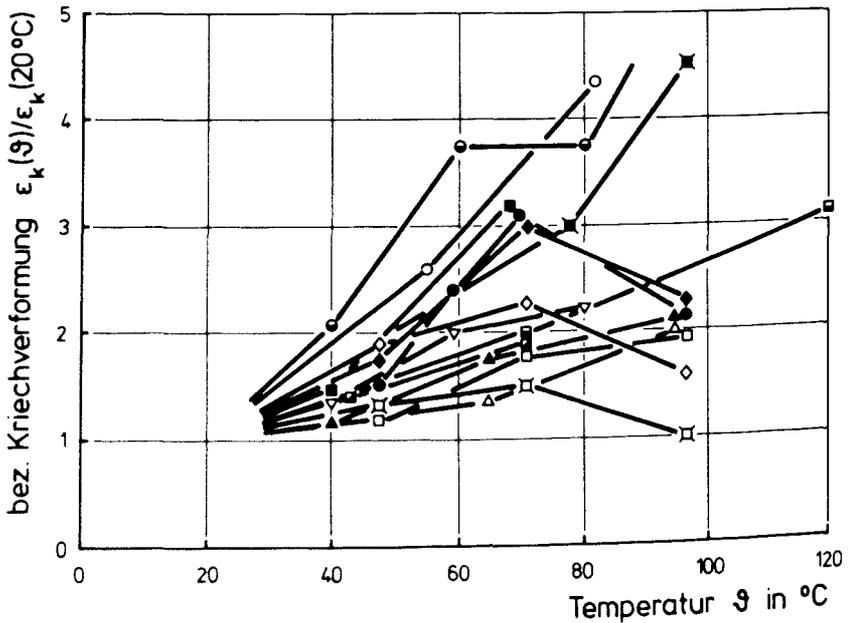


Bild 3.17: Bezogene Kriechverformungen von versiegeltem Beton bei erhöhter Temperatur

Zur Erklärung der Temperaturabhängigkeit des Kriechens wurden in der Vergangenheit vielfach die Temperaturabhängigkeit der Viskosität des Wassers herangezogen / 98, 128/ oder plausible Erklärungen auf der Basis der bekannten Gefügemodelle / 11, 50, 134/ versucht. Nach dem heutigen Wissensstand /178/ sind verschiedene Vorgänge im Betongefüge für die Temperaturabhängigkeit verantwortlich, deren Bestimmung bzw. Quantifizierung im einzelnen noch nicht möglich ist. Diese Vorgänge sollen global am zutreffendsten durch die Arrhenius-Theorie der Aktivierungsenergie / 38, 85, 173/ zu beschreiben sein. Über die Höhe der anzusetzenden Aktivierungsenergie, die wohl einen Mittelwert verschiedener Aktivierungsenergien darstellt, bestehen noch beträchtliche Meinungsverschiedenheiten / 38, 162/. In Abschn. 6.2 wird die Anwendung des Arrhenius-Ansatzes näher erläutert.

#### 3.5.3.2 Einfluß der Feuchtebedingungen bei erhöhter Temperatur

Das Wasser im Porenraum des Zementsteins spielt eine bedeutende Rolle im Kriechmechanismus. Die Feuchtebedingungen werden im Versuch üblicherweise berücksichtigt, indem Probekörper entweder möglichst vollständig gegen Feuchteverlust geschützt, also versiegelt werden oder aber frei austrocknen können.

An versiegelten Probekörpern wird das sog. "Grundkriechen" untersucht, das i. w. ohne Masseänderung stattfindet und neben Werkstoff- und anderen Versuchsparametern vom Gehalt an verdampfbarem Wasser und der Temperaturhöhe abhängt. Wird Beton direkt nach der Herstellung versiegelt, so ist die verdampfbare Wassermenge durch den Gehalt an Anmachwasser bzw. den W/Z-Wert vorgegeben und zu beliebigen Zeitpunkten mit Hilfe des Hydratationsgrades bestimmbar. Erfolgt die Versiegelung erst zu einem späteren Zeitpunkt, so wird die verdampfbare Wassermenge darüber hinaus durch die trocknungsbestimmenden Parameter beeinflusst.

Das Problem der Vergleichbarkeit "versiegelter" Kriechversuche rührt in einem wesentlichen Anteil aus der Unkenntnis des tatsächlichen Feuchtegehaltes während des Versuchs. Systematische Untersuchungen zum Einfluß unterschiedlicher Feuchtegehalte auf das Kriechen bei Normaltemperatur wurden nur in geringer Zahl durchgeführt / 62, 173/. Wittmanns Ergebnisse /173/ an Zementstein, dem zunächst bei 105 °C das verdampfbare Wasser entzogen und der anschließend auf unterschiedliche Ausgleichsfeuchten wiederbefeuchtet wurde, zeigt Bild 3.18. Die Bedeutung des Feuchtegehaltes ist offensichtlich: bei 90 % r. F. ist die Kriechverformung annähernd doppelt so groß wie bei 40 bis 70 % r. F., dem üblichen Feuchtebereich für Innenbauteile.

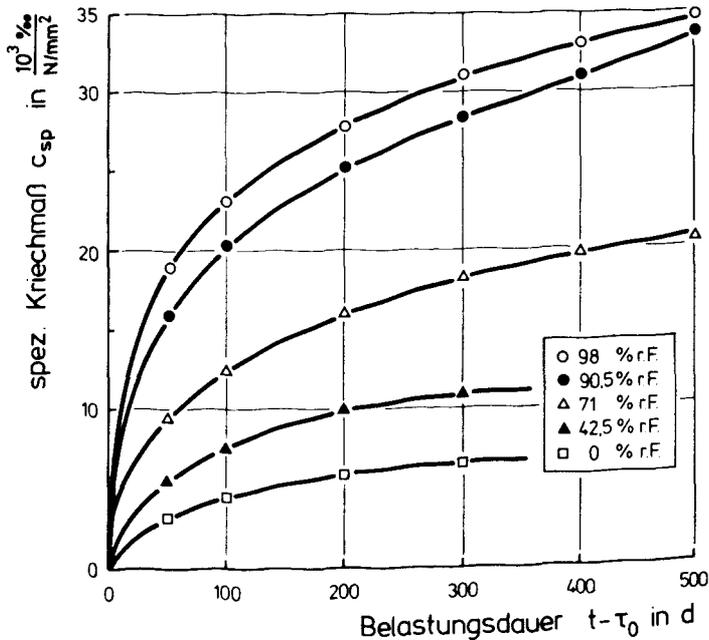


Bild 3.18: Spez. Kriechmaß von Zementstein ( $W/Z = 0,40$ ) bei 20 °C für unterschiedliche Feuchtegleichgewichte; nach /173/

Entsprechende Versuche bei höherer Temperatur sind unbekannt. Hannant / 59/ und Wölfel /177/ ließen vor der Belastung eine partielle Entfeuchtung von nicht exakt definiertem Ausmaß zu und verglichen die Entwicklung der Kriechverformung dieser Betonproben bei erhöhter Temperatur mit jener von feuchten Proben. Der erhebliche Einfluß des im Versuch durch Versiegelung konstant gehaltenen Feuchtegehaltes geht aus Bild 3.19 hervor.

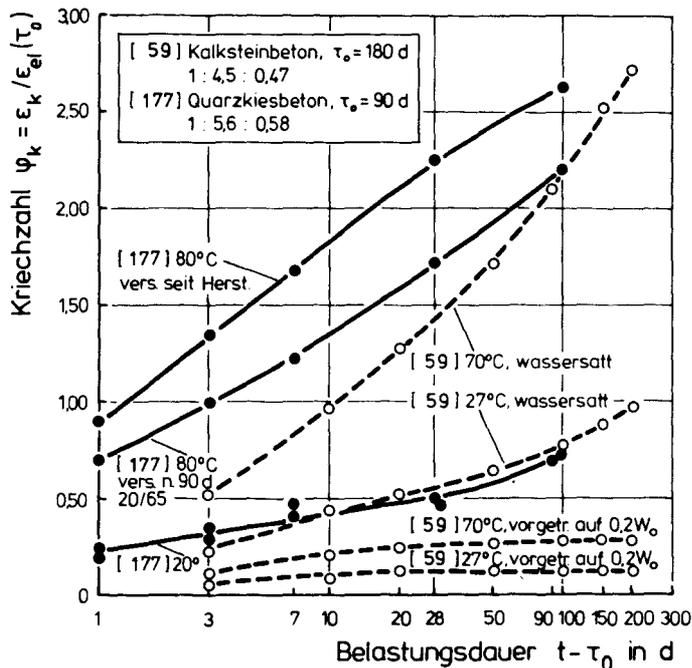


Bild 3.19: Einfluß des Feuchtegehaltes im Gleichgewicht auf das Kriechen bei erhöhter Temperatur

In der Regel werden Kriechversuche bei erhöhter Temperatur an nicht versiegeltem Beton folgenderweise durchgeführt: Aufheizung auf Prüftemperatur, Zeitraum für Temperaturengleich und -stabilisierung, Belastung. Parallel dazu erfolgen Verformungsmessungen an unbelasteten Proben. Aus der Differenz der Meßergebnisse folgt die Kriechverformung. In-

folge dieser Vorgehensweise ist der Feuchtegehalt der Kriechprobe zum Zeitpunkt der Belastung meistens unbekannt. Denn bereits in der Aufheiz- und Temperaturstabilisierungsphase entweicht in Abhängigkeit von der Temperaturhöhe, der Probengeometrie, der Ausgangsfeuchte u. a. m. ein möglicherweise erheblicher Teil des ursprünglichen Feuchtegehaltes. Die Zusammenstellung einiger Versuchsergebnisse in Bild 3.20 verdeutlicht die Folgen der zeitlichen Abfolge von Aufheizung und Belastung für das Kriechen in Abhängigkeit von der Temperatur. In allen Versuchen wurden Probekörper mit einem Durchmesser von 7 - 11 cm und einer Höhe von 23 - 30 cm verwendet.

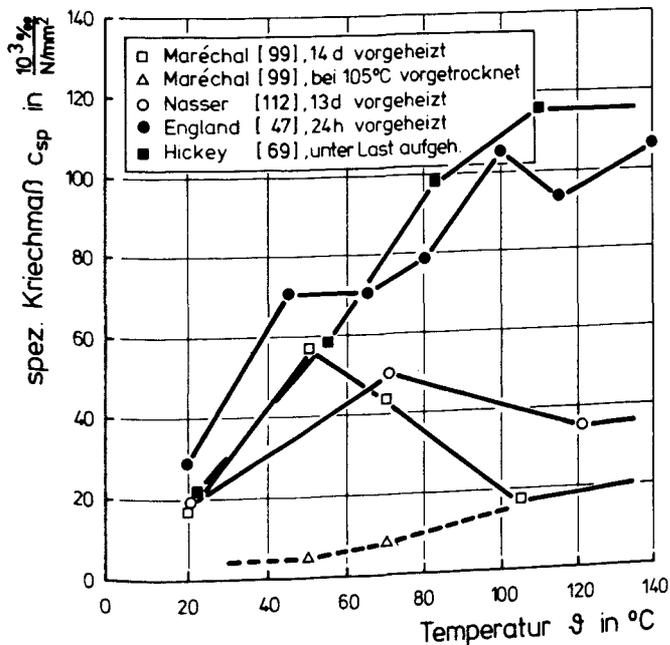


Bild 3.20: Spezifisches Kriechmaß unversiegelt temperierten Betons nach 60- bis 80tägiger Belastung

Während bis ca. 50 °C ein etwa einheitliches Bild vorliegt, zeigt sich für höhere Temperaturen im Falle längerer Temperaturhaltezeit vor der Belastung eine Angleichung an die Kurve bei 105 °C vorgetrockneter Proben, ein Zeichen für bereits fortgeschrittene Trocknung.

Betrachtet man unter Berücksichtigung der Ergebnisse in Bild 3.20 das mitunter an versiegelt temperiertem Beton (Bild 3.17) beobachtete Kriechmaximum bei ca. 60 bis 80 °C, so stellt sich die Frage, ob dies nicht möglicherweise die Folge einer Betontrocknung infolge fehlerhafter Versiegelung ist. Da Kriechversuche an versiegeltem Beton nur selten durch Gewichtsmessungen kontrolliert werden, ist die Frage nicht zu beantworten.

#### 3.5.3.3 Einfluß erhöhter, instationärer Temperatur

Verglichen mit dem Kriechen bei stationär einwirkender, erhöhter Temperatur ist der Kenntnisstand zum Kriechen von Beton, der unter Last Temperaturveränderungen erfährt, gering. Für die Entwicklung der Kriechverformung bei erhöhter Temperatur ist es aber von erheblicher Bedeutung, in welcher Abfolge Last und Temperatur aufgebracht werden. Im üblichen experimentellen Fall, für den der Kenntnisstand in den vorangegangenen Abschnitten erläutert wurde, wird der Betonkörper nach der Aufheizung auf die Versuchstemperatur belastet. Demgegenüber werden in der Praxis vorwiegend bereits belastete bzw. vorgespannte Bauteile im belasteten Zustand erhöhter Betriebstemperatur ausgesetzt.

Für den Brandfall, der durch die rasche Entwicklung sehr hoher Temperatur unter gleichzeitigem raschen Austrocknen charakterisiert ist, wurden bereits systematische Untersuchungen durchgeführt /152, 165/. Hingegen sind Untersuchungen, die für Betriebszustände zutreffen, rar. Hier angesprochene Betriebszustände seien charakterisiert durch vergleichsweise niedrige Temperatur, langsame Temperaturänderungen und unterschiedliche Feuchtebedingungen.

Die Versuche zu dieser Problematik, über die in der Literatur berichtet wird, fanden unter kaum vergleichbaren Bedingungen hinsichtlich der Beanspruchung (Biegung, Torsion, Druck), der Temperatur- und Feuchtebedingungen und der Werkstoffbeschaffenheit statt. Zudem fehlen häufig die Vergleichsversuche bei stationären Temperaturbedingungen. Deshalb ist es bisher nicht möglich, die kriecherhöhende Wirkung einer Aufheizung unter Last in Abhängigkeit bestimmender Parameter zu quantifizieren. In Bild 3.21 sind die zusätzlichen Kriechverformungen im instationären Temperaturfall (Aufheizung unter Last) gegenüber jenen im stationären Temperaturfall (Belastung nach Aufheizung) für einige Versuche aus der Literatur dargestellt. Eine ausführliche Dokumentation und Interpretation aller bekannten Kriechuntersuchungen für instationäre Temperaturverhältnisse bis ca. 100 °C wurde vom Verfasser in / 93/ vorgenommen.

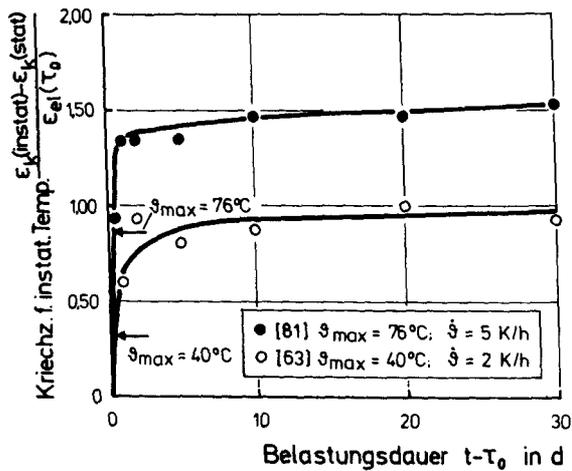


Bild 3.21: Kriechzahl infolge Aufheizung unter Last von 20 °C auf  $\vartheta_{\text{max}}$

Der Kenntnisstand zum Kriechen von Beton bei instationären Temperaturverhältnissen unterhalb von ca. 100 °C ist folgend kurz zusammengefaßt:

- Die Aufheizung belasteter Betonkörper verursacht stärkeres Kriechen, als wenn bereits erwärmter Beton anschließend belastet wird. Die zusätzliche Kriechverformung wird als "transitional thermal creep" / 81/, "transient creep" /165/ oder "Übergangskriechen" /152/ bezeichnet.
- Das "transitional thermal creep" entwickelt sich während der Aufheizung und innerhalb der ersten Tage/Wochen nach dem Erreichen der Prüftemperatur. Dies gilt vorwiegend für Aufheizungen auf ein zuvor noch nicht erreichtes Temperaturniveau und ist umso ausgeprägter, je feuchter der Beton ist / 48, 63, 81, 119, 123, 165/.
- Zyklische Temperierung wassersatter Proben bewirkt keine Kriechverformung, die jene bei der Erstaufheizung deutlich übertrifft / 48, 81, 119/. Liegen zwischen den Aufheizzyklen längere "Erholungsphasen" bei Normaltemperatur, so ist erneuter Kriechzuwachs zu erwarten / 63, 123/.
- "Transitional thermal creep" tritt sowohl an wassergelagertem /63, 81, 123/ als auch an trocknendem Beton auf / 48, 150, 165/. Trocknet der Beton während der ersten Aufheizung weitgehend aus, so ist infolge nachfolgender Temperaturzyklen ohne Wiederbefeuchtung kein Kriechen zu erwarten / 48/. "Transitional thermal creep" findet nur bei Temperaturerhöhung statt; Abkühlung unter Last führt zu einem Rückgang der Kriechgeschwindigkeit auf das für diese Temperatur im stationären Fall zu erwartende Maß / 81, 123/.
- Die Ursachen des "transitional thermal creep" gelten als noch ungeklärt. Man vermutet, daß es vor allem Folgen innerer Transporte adsorbierten Wassers aus Gel- in Kapillarporen sind, und es außerdem durch Mikrorißbildung infolge thermisch-hygrischer Inkompatibilität der Betonkomponenten geprägt wird / 64, 152/.

#### 3.5.3.4 Bewertung und offene Probleme

Das Datenmaterial zum Kriechen bei erhöhter Temperatur weist erhebliche Heterogenität auf. Den experimentellen Kenntnisstand zugrundelegend ergibt sich heute noch kein geschlossenes Bild zur Einschätzung der Temperaturabhängigkeit des Kriechens. Nach theoretischen Überlegungen erscheint die Arrhenius-Theorie der Aktivierungsenergie als der zutreffendste Weg, die reine Temperaturabhängigkeit, also für den hygriech stationären Zustand, auszudrücken.

Aus der Literatur geht hervor, daß der Feuchtegehalt des Zementsteins und dessen Änderungen im belasteten Zustand für die Entwicklung der Kriechverformung bei erhöhter Temperatur essentiell bedeutend sind. Diese Erkenntnis resultiert bedauerlicherweise nicht aus systematischer Erforschung, sondern stellt sich mittels weit spreizender Versuchsergebnisse zum Kriechen bei erhöhter Temperatur dar. Denn nur vereinzelt wurden die hygriechen Bedingungen gezielt variiert, kontrolliert und dokumentiert, erwiesen sich aber stets als wichtiger Parameter. Üblicherweise wurden entweder versiegelte Proben, deren tatsächliche Feuchte unbekannt war, temperiert oder man ließ unkontrollierte Austrocknung zu. Der Tatsache, daß Betonbauteile üblicher Abmessungen bei erhöhter Temperatur i. a. weder völlig ohne Feuchteaus-tausch mit der Umgebung sind noch zwangsläufig ihr gesamtes verdampfbare Wasser abgeben, wurde zu wenig Aufmerksamkeit geschenkt.

Temperaturerhöhung unter Last verursacht verstärktes Kriechen. Dies gilt insbesondere für die Aufheizung auf eine zuvor unerreichte Temperaturhöhe, also z. B. bei erstmaliger Einwirkung erhöhter Betriebstemperatur. Die Feuchtebedingungen spielen dabei wiederum eine entscheidende Rolle. Der derzeitige Kenntnisstand erlaubt es nicht, die kriecherhöhende Wirkung einer Aufheizung unter Last in Abhängigkeit ihrer bestimmenden Parameter zu quantifizieren.

## 4 PROGRAMM UND TECHNIK EIGENER VERSUCHE

### 4.1 Versuchsprogramm

#### 4.1.1 Überblick über das Versuchsprogramm

Die Beeinflussung der Betoneigenschaften durch die Einwirkung erhöhter Betriebstemperatur wurde bisher vorwiegend für die Feuchtebedingungen "versiegelt" und "frei trocknend", die die Situation in massigen Bauteilen charakterisieren, untersucht. In Abschn. 3 wurde der Kenntnisstand umrissen. In vergleichsweise feingliedrigen, temperaturbeanspruchten Betonbauteilen sind hingegen, wie in Abschn. 2.3 ausgeführt wurde, die Temperatur und Feuchte vorwiegend orts- und zeitabhängig.

Das Ziel der Versuche war nun, Betonkennwerte für erhöhte Temperatur unterhalb von 100 °C und für Feuchtegehalte zwischen den Grenzsituationen "versiegelt" und "trocken" unter Einschluß veränderlicher Temperatur zu erarbeiten. Neben Festigkeit, Kurzzeitverformung und thermischem Dehnverhalten stand die zeitabhängige Verformung im Mittelpunkt der Untersuchungen. Es wurden hinsichtlich Bindemittel und Zuschlagart variierte Betone auf unterschiedliche Feuchtegehalte "konditioniert" und anschließend, im eigentlichen Versuchszeitabschnitt, unterschiedlichen klimatischen Beanspruchungen unterworfen. Tabelle 4.1 zeigt einen Überblick über die Versuchsparameter. Die Versuchsklimata wirkten entweder langfristig stationär oder in zyklischem Wechsel mit Zeitabschnitten beim jeweiligen Konditionierungsklima ein.

Tabelle 4.1: Übersicht über die Versuchsparameter

Beton	Zement	PZ 35 F HOZ 35 F PZ 35 F + FA
	Zuschlag	Quarzkies Kalkstein
Konditionierung	Vorlagerungs- klima	20°C/65% r.F.
		20°C/95% r.F.
		20°C/Wasserlagerung
Versuch	Beanspruchungs- klima, $\vartheta = 50, 70, 90^\circ\text{C}$	$\vartheta$ /65% r.F.
		$\vartheta$ /95% r.F.
		$\vartheta$ /Wasserlagerung

#### 4.1.2 Konditionierungs- und Versuchsklimata

Alle Probekörper lagerten nach der Herstellung zunächst 90 d bei 20 °C im versiegelten Zustand, wodurch sie übereinstimmend weitgehend hydratisiert waren. Die dann folgende 60tägige Anschlußlagerung bei 20 °C und 65 bzw. 95 % r. F. bzw. unter Wasser diente der "Konditionierung" auf verschiedene Ausgangsfeuchten. Im Betonalter 150 d begannen dann die bis 120 d dauernden thermisch-hygrischen Beanspruchungen. Bild 4.1 gibt anhand einer schematischen Darstellung der Probenwassergehalte einen Überblick über die Lagerungen während der Konditionierung und im eigentlichen Versuch. Die bei 20 °C/65 % r. F. bzw. 95 % r. F. konditionierten Probekörper konnten also, von definierten Feuchtegehalten ausgehend, im Versuchszeitabschnitt bei erhöhter Temperatur und konstanter Umgebungsfeuchte  $\varphi$  begrenzt trocknen.

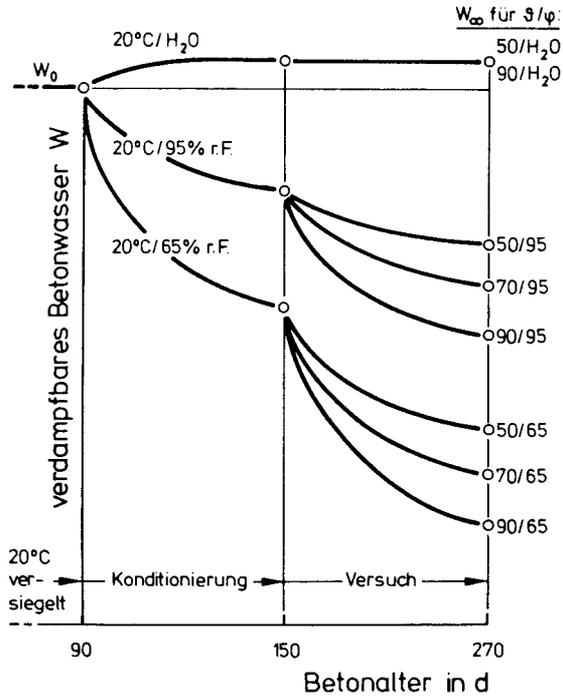


Bild 4.1: Thermisch-hygrische Bedingungen während der Konditionierung und im Versuch; schematisch

#### 4.1.3 Versuchsprogramm zum Festigkeits- und Kurzzeitverformungsverhalten

Es wurden die Materialkennwerte und -beziehungen Zylinderdruckfestigkeit, Spaltzugfestigkeit, Druckelastizitätsmodul und Spannung-Dehnungsbeziehung sowohl nach stationärer als auch nach zyklischer Klimaeinwirkung untersucht. Die zyklische Beanspruchung bestand aus bis zu 8 Wechselfolgen zwischen 7tägigen Zeitabschnitten bei erhöhter Temperatur und beim jeweiligen Konditionierungsklima. Zu Vergleichszwecken wurde in einigen Serien die klimatische Bedingung während der Konditionierungslagerung im Versuchszeitabschnitt fortgeführt.

Die Ermittlung der Kennwerte erfolgte im wiederabgekühlten Zustand; der Feuchtegehalt wurde bei der Abkühlung konserviert. Der Mindeststichprobenumfang für die Ermittlung der Festigkeitswerte betrug 3, für die Spannung-Dehnungslinie und den E-Modul 2.

#### 4.1.4 Versuchsprogramm zur thermischen Betondehnung

Zur Ermittlung der thermischen Dehnung wurden die Betonproben mit  $\dot{T} = 2 \text{ K/min}$  von  $20 \text{ }^\circ\text{C}$  auf  $90 \text{ }^\circ\text{C}$  aufgeheizt, verharrten dort 2 h und wurden wieder auf  $20 \text{ }^\circ\text{C}$  abgekühlt. Die Dehnungsmessung erfolgte bei der Aufheizung jeweils nach  $20 \text{ }^\circ\text{C}$  Temperaturzunahme mittels eines Setzdehnungsmessers (Meßbasis 100 mm). Ca. 4 h nach der Abkühlung wurden die Restdehnungen gemessen. Die Temperatur wurde mit Fe-Konstantan-Thermoelementen gemessen, die sich ca. 1 cm unter der Betonoberfläche befanden.

#### 4.1.5 Versuchsprogramm zum Kriechen und Schwinden

Das Betonkriechen wurde für die in Bild 4.1 dargestellten Lagerungen unter Wasser sowie in Luft unterschiedlicher Feuchte bei erhöhter Temperatur untersucht.

Die Bedeutung der zeitlichen Abfolge von Temperierung und Belastung für die Kriechverformung wurde in Abschn. 3.5.3 herausgestellt. Deshalb wurde die Abfolge in den eigenen Versuchen entsprechend der schematischen Darstellung in Bild 4.2 variiert.

Die Belastungshöhe betrug in allen Kriechversuchen  $1/3$  der Zylinderdruckfestigkeit im Belastungsalter. Die Belastung wirkte zwischen 40 und 80 Tagen ein. Der Entlastung schloß sich eine 20tägige Beobachtung der verzögert elastischen Rückverformung bei weiterhin erhöhter Temperatur oder nach Abkühlung auf  $20 \text{ }^\circ\text{C}$  an. In jedem Kriechversuch wurden zwei

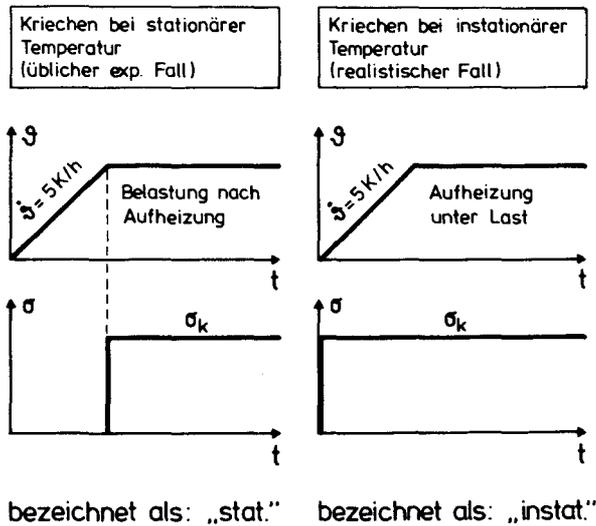


Bild 4.2: Zeitliche Abfolge von Belastung und Temperierung in den Kriechversuchen; schematisch

belastete Proben und eine unbelastete Probe beobachtet. Die unbelastete Probe diente der Messung thermischer und hygri-scher Verformungen. Die Trocknung des Betons wurde an mit-eingelagerten Probekörperabschnitten gemessen. Näheres hier-zu wird in Abschn. 4.2.2 erläutert.

#### 4.1.6 Programm der Strukturuntersuchungen

Veränderungen des Festigkeits- und Verformungsverhaltens in-folge thermisch-hygri-scher Beanspruchung werden u. a. durch Änderungen der Zementsteinmineralogie und der Mikrostruktur bewirkt.

Die Untersuchung von Umwandlungsreaktionen und Phasenneubil-dungen erfolgte mittels der Differentialthermoanalyse (DTA), wie in /154/ erläutert. Zur Messung der Porenradienvertei-

lung wurde die Quecksilberdruckporosimetrie eingesetzt. Das verwendete Gerät arbeitet im Druckbereich von 1 - 2000 bar, wodurch ein Porenradienbereich von ca. 0,004  $\mu\text{m}$  bis 7,5  $\mu\text{m}$  erfaßbar wird / 75/. Für die Verwendung im Quecksilberdruckporosimeter wurden aus den Proben Bohrkerne von 10 mm Durchmesser entnommen und vor der Untersuchung ca. 7 d in einem Vakuum von  $10^{-2}$  mbar bei Raumtemperatur getrocknet.

Strukturuntersuchungen fanden an entweder belastet oder unbelastet klimatisierten Proben statt.

#### 4.2 Baustoffe und Probekörper

##### 4.2.1 Verwendete Baustoffe

Aus Tabelle 4.2 gehen die Zusammensetzungen, Frischbetondaten und mittleren Würfeldruckfestigkeiten der vier verwendeten Betone hervor. Die größte Zahl der Untersuchungen fand an den PZ-gebundenen Betonen mit quarzitischem und kalzitischem Zuschlag "Q" und "K" statt. Der Wasserzementwert blieb in allen Mischungen i. w. unverändert. Das Mischungsverhältnis nach Gewichtsanteilen betrug stets  $Z : G : W = 1 : 5,3 : 0,54$ .

Der Quarzkieszuschlag stammte aus Vienenburg/Harz, war von runder bis plattiger Gestalt und bestand zu etwa 80 % aus Quarzit und Sandstein, sowie zu etwa je 10 % aus Granit und Kiesel- bzw. Tonschiefer. Der Kalksteinzuschlag (Kalkgehalt 85 - 90 %) entstammte einem Flußkieswerk der Leine bei Göttingen.

Bei der verwendeten Flugasche handelte es sich um einen EFA-Füller mit einem Glühverlust von 3,2 %.

Tabelle 4.2: Betonzusammensetzung, Frischbetondaten, Würfel-  
druckfestigkeiten

		Beton: „ ”			
		„Q”	„K”	„HOZ”	„FA”
Zusammensetzung	Zementart	PZ 35F	PZ 35F	HOZ 35L	PZ 35F
	Zementmenge [kg/m <sup>3</sup> ]	350	350	350	300
	Zuschlagart	Quarzkies	Kalkstein	Quarzkies	Quarzkies
	Sieblinie	A16/B16	A16/B16	A16/B16	A16/B16
	Flugasche [kg/m <sup>3</sup> ]	-	-	-	90
	W/Z-Wert	0,54	0,54	0,54	$\frac{0,58}{(Z-FA)}$
Frischbeton	Ausbreitmaß a [cm]	35,0	35,0	34,0	34,5
	Verdichtungsmaß v	1,10	1,10	1,13	1,10
	Luftporengehalt [Vol.-%]	2,0	2,0	1,5	1,6
	FB-Rohdichte [kg/dm <sup>3</sup> ]	2,39	2,38	2,37	2,39
$\beta_{\text{Wm, 5cm}}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Alter: 28 d (7d versieg. + 21d 20/65)	52,0	48,0	44,0	53,0
	Alter: 150 d (7d versieg. + 143d 20/65)	56,0	51,0	53,0	60,0
	Alter: 150 d (150 d versiegelt)	52,0	49,0	47,0	58,0

#### 4.2.2 Geometrie und Herstellung der Probekörper

Für die Untersuchung des Festigkeits- und Kurzzeitverformungsverhaltens dienten Betonzylinder mit  $d = 8 \text{ cm}$ , die in Stahlschalungen mit  $h = 30 \text{ cm}$  hergestellt wurden. Die Betonage erfolgte auf dem Rütteltisch in 2 Lagen mit insgesamt 90 sek. Verdichtungszeit. Nach dem Entschalen im Alter 2 d wurden die Probekörper mit Alu-Folie und PVC-Folie versiegelt und 90 d bei  $20 \text{ °C}$  gelagert. Dann wurden sie entsprechend Bild 4.3 a zerteilt und beim jeweiligen Konditionierungsklima bis zum Versuchsbeginn gelagert.

Für die Untersuchung des Langzeitverformungsverhaltens wurden Betonhohlzylinder mit folgenden Abmessungen verwendet:  $d_a = 15 \text{ cm}$ ,  $d_i = 5 \text{ cm}$ ,  $h = 60 \text{ cm}$ . Hohlzylinder bieten prüftechnische Vorteile, da die Lastableitung mit einer Zugstange durch die zentrale Öffnung erfolgen kann und so ausladende Versuchsstände vermeidbar sind. Außerdem ist die Wanddicke mit  $5 \text{ cm}$  gering genug, um instationäre Temperatur und Feuchte innerhalb vergleichsweise kurzer Versuchsdauern zu untersuchen. Darüber hinaus ist die Aufstandsfläche der Probekörper groß genug, um eine weitgehend zentrische Lasteinleitung zu erreichen.

Als Schalung für die Hohlzylinder dienten ein inneres und ein äußeres PP-Rohr, die durch eine Fußplatte und einen oberen Zentrierring mit 4 außenliegenden Stahlstangen fixiert wurden. Bild 4.3 b zeigt im Längsschnitt einen Probekörper in der Schalung.

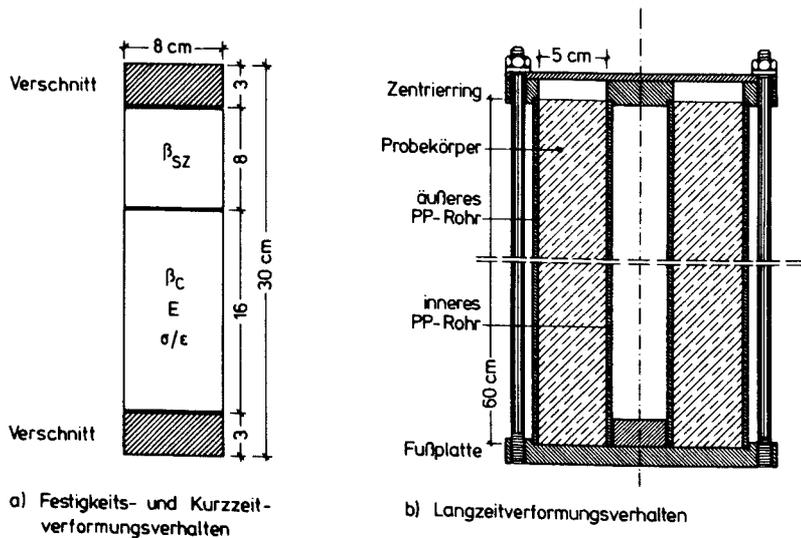


Bild 4.3: Versuchskörper der eigenen Untersuchungen

Die Schalungsrohre wurden als Einwegschalung verwendet. Das innere Rohr verblieb während des gesamten Versuchszeitraumes im Probekörper. Ein Feuchtetausch mit der Umgebungsluft konnte im Versuch also nur über die äußere Mantelfläche erfolgen. Die Beteiligung des inneren PP-Rohres an der Kraftaufnahme ist wegen der geringen Steifigkeit vernachlässigbar:  $E_{PP} \cdot A_{PP} = 8,96 \cdot 10^5 \text{ N} \cong 0,19 \%$  von  $E_D \cdot A_D$ . Außerdem fällt der E-Modul von PP bei 80 °C auf ca. 20 %, bezogen auf 20 °C, ab. Weitere Ausführungen zum Versuchskörper können /140/ entnommen werden.

Die Hohlzylinder wurden auf dem Rütteltisch in 3 Lagen mit insgesamt 120 sek. Verdichtungszeit betoniert. Nach der Herstellung blieben sie 90 d bei 20 °C in der Schalung. Dabei waren die Stirnflächen mit Folie versiegelt. Im Anschluß wurden die Stirnflächen plangeschliffen, die Hohlzylinder durch Auftrennen der äußeren Rohre entsiegelt und bis zum Versuchsbeginn im Alter von 150 d beim jeweiligen Konditionierungsklima gelagert.

Zur Erfassung des zeitlichen Trocknungsverlaufs der hohlzylindrischen Körper während des Versuchs wurden in ca. 5 cm dicke Scheiben geschnittene Hohlzylinder mit einer zentralen Stange in derselben Lage wieder zusammengespannt. Bild 4.4 zeigt einen Längsschnitt durch ein derartiges Scheibenpaket. Die Folien zwischen den Scheiben verhindern den Feuchtetausch untereinander und die Trocknung über die Stirnflächen. Die Scheibenpakete wurden lastfrei mitklimatisiert. Durch die Wägung und Trocknung einzelner Scheiben konnte der zeitliche Verlauf der mittleren Probenfeuchte bestimmt werden.

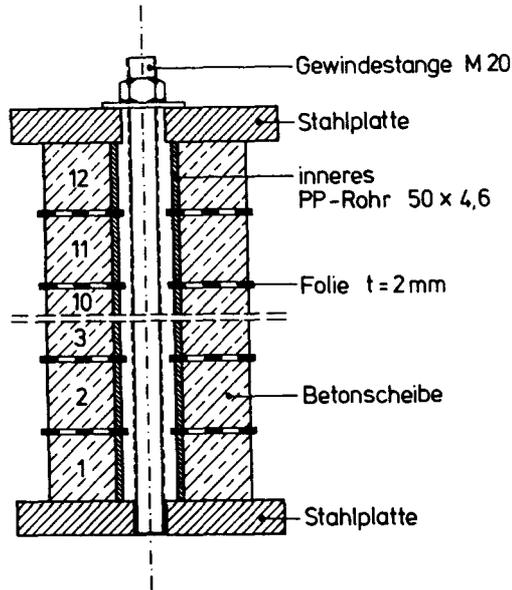


Bild 4.4: Vertikalschnitt durch ein Scheibenpaket zur Ermittlung der Betonfeuchte

#### 4.3 Eingesetzte Versuchstechnik

##### 4.3.1 Versuchstechnik für das Festigkeits- und Kurzzeitverformungsverhalten

Die Lagerung der Probekörper bei erhöhter Temperatur und unterschiedlichen Luftfeuchten erfolgte in Klimakammern, deren Funktionsprinzip in Abschn. 4.3.2 erläutert wird. Geregelte Luftfeuchten bei Normaltemperatur wurden in geschlossenen Behältern über gesättigter Salzlösung erzeugt.

Die Prüfung der Probekörper erfolgte in lastgesteuerten Versuchen. Zur Verformungsmessung dienten Dehnungsmeßstreifen, je 3 auf den Probekörperumfang verteilt. Der Elastizitätsmodul wurde als Sekantenmodul zwischen dem Ursprung und  $\beta_C/3$  der Spannung-Dehnungslinie ermittelt.

#### 4.3.2 Kriechversuchseinrichtungen

Für die Kriechversuche bei erhöhter Temperatur und unterschiedlicher Luftfeuchtigkeit wurden Versuchsstände entwickelt und hergestellt. Eine detaillierte Beschreibung der Konstruktion, Funktion und Erprobung der entwickelten Kriechversuchseinrichtungen kann /140/ entnommen werden. Hier werden nur die Charakteristika umrissen.

Bild 4.5 zeigt einen Vertikalschnitt durch einen Versuchsstand. In jeder Kammer befinden sich hintereinander 2 Betonhohlzylinder, die über Druckstempel in Boden und Decke belastet werden. Die in die Probekörper eingeleitete Druckkraft wird durch eine zentrale Zugstange aufgenommen. Die Belastung wird mit einem hydraulischen Hohlkolbenzylinder aufgebracht und durch das gespannte Tellerfederpaket, das unter dem Auflagerbock hängt, konstant gehalten. Zur Überwachung der Kraft dienen eine Ringkraftmeßdose sowie Meßuhren an den Tellerfedern, die den Federweg anzeigen. Eine Kraftkorrektur ist also stets möglich.

Die Temperatur und Feuchte im Prüfraum werden durch ein externes Klimagerät erzeugt, das durch isolierte Leitungen mit dem Prüfraum verbunden ist. Die Temperierung des Prüfraumes erfolgt durch Sole, die im Klimaaggregat temperiert und durch einen Wärmetauscher im Prüfraum geleitet wird. Die Luftfeuchtigkeit im Prüfraum wird auf folgende Weise gesteuert: zunächst wird von außen Luft angesaugt und durch einen Behälter mit temperiertem Wasser im Klimagerät geleitet. Die Luft wird dabei in feine Bläschen zerteilt, nimmt auf ihrem Weg die Wassertemperatur an und sättigt sich mit Wasserdampf. Das Wasserbad ist auf diejenige Taupunkttemperatur temperiert, die zur gewünschten relativen Feuchte der Prüfraumlufte bei der gewählten Lufttemperatur gehört. Die in den Prüfraum weitergeleitete, dampfgesättigte Luft wird dort auf die Prüfraumtemperatur aufgeheizt, so daß sich die gewünschte relative Luftfeuchtigkeit einstellt. Mit einem digitalen Zeitprogrammgeber können beliebige Temperatur-

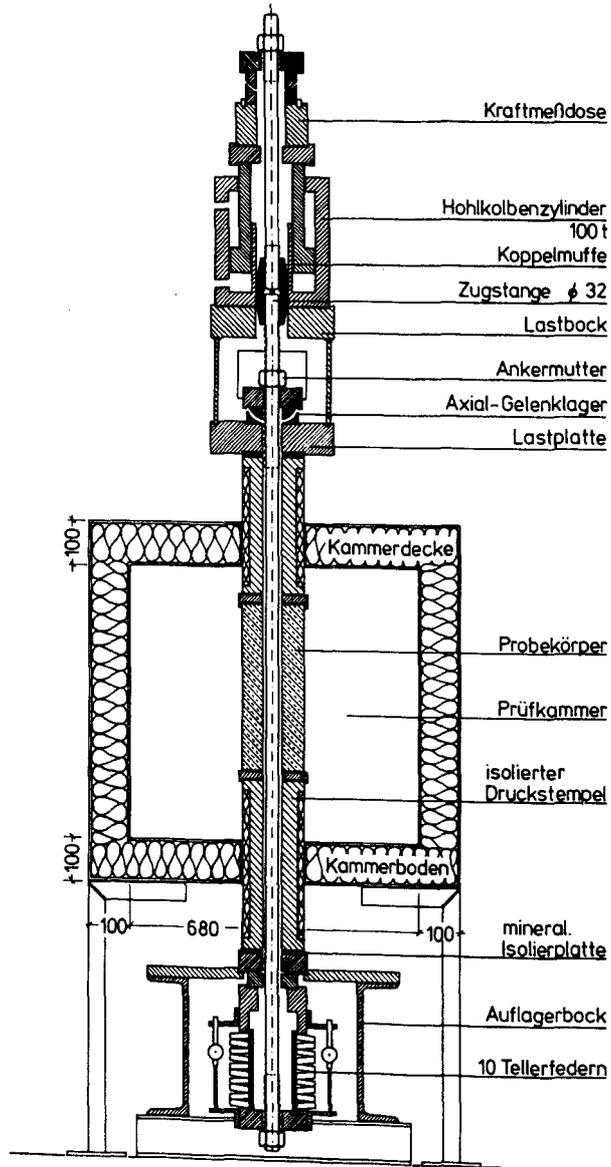


Bild 4.5: Kriechversuchsstand für erhöhte Temperatur bei beliebiger relativer Luftfeuchtigkeit



Feuchte-Programme vorgegeben werden. Bild 4.6 zeigt die Funktionsweise der Klimatisierungseinrichtung.

Verformungen werden im Prüfraum am Probekörper mit durch Silikon und Silikonummantelungen vor Feuchtigkeit geschützten induktiven Wegaufnehmern gemessen. Die Wegaufnehmer, je 3 auf den Umfang verteilt, sind auf Meßblöcke montiert, die eine gehärtete Schneide aufweisen und von umlaufenden Aluminium-Spannringen an den Probekörper gepreßt werden. Zur Überbrückung der Meßbasis von 300 mm, mittig auf der Probekörperhöhe von 600 mm angeordnet, dienen Stäbe aus Invarstahl, der über eine sehr geringe Temperaturdehnung verfügt ( $\alpha_g = 1,6 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$ ). Die thermische Eigendehnung des Systems ist gering, linear und hysteresefrei, so daß sie bei den Verformungsmessungen leicht eliminierbar ist. Im schematischen Längsschnitt durch das montierte Meßsystem auf Bild 4.7 wird die Funktionsweise deutlich.

Die Kriechversuche an wassergelagertem Beton bei erhöhter Temperatur wurden an zylindrischen Probekörpern ( $d = 8 \text{ cm}$ ,  $h = 16 \text{ cm}$ ) in hierfür umgerüsteten Versuchsständen durchgeführt. Die genaue Beschreibung der Versuchstechnik enthält /141/.

## 5 VERSUCHSERGEBNISSE UND DISKUSSION

### 5.1 Versuchsergebnisse zur thermischen Betondehnung

#### 5.1.1 Einfluß der Zuschlagart und der Bindemittelart

Bild 5.1 zeigt Ergebnisse der Temperaturdehnversuche an PZ-gebundenen Hohlzylindern mit quarzitischem (Beton "Q") und kalzitischem Zuschlag (Beton "K"). Es handelt sich um die erstmalige Aufheizung und anschließende Abkühlung von Probekörpern, die zuvor in das angegebene hygrische Gleichgewicht gebracht worden waren. Die als trocken gekennzeichneten Proben wurden vor dem Versuch bei 105 °C bis zur Gewichtskonstanz getrocknet.

Die thermische Dehnung des quarzitisches Betons ist für alle untersuchten Feuchtegehalte deutlich größer als die des Kalksteinbetons. Bei 90 °C ergeben sich hier für alle Feuchtegehalte Dehnungsdifferenzen von etwa  $0,2 \div 0,25$  ‰.

Die Dehnungen infolge Aufheizung sind nach der Abkühlung nicht vollständig reversibel. Es verbleiben Restdehnungen, deren Größe eine Abhängigkeit von der Zuschlagart nicht erkennen läßt.

Die Untersuchung des thermischen Dehnverhaltens der Betone "HOZ" (Hochofenzement, Quarzkies) und "FA" (Portlandzement, Quarzkies, Flugasche) führte zu nicht signifikant anderen Ergebnissen, als sie für den Beton "Q" ermittelt wurden und in Bild 5.1 dargestellt sind.

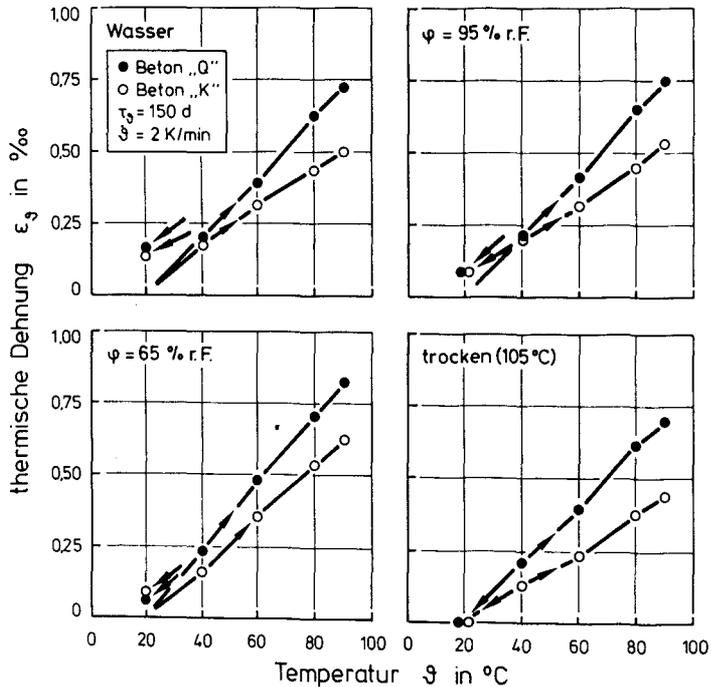


Bild 5.1: Thermische Dehnung PZ-gebundener Betone

### 5.1.2 Einfluß der Betonfeuchte

Wie aus Bild 5.1 weiterhin ersichtlich ist, übt die Betonfeuchte einen deutlichen Einfluß auf die thermische Dehnung aus. Dieser Einfluß wird anhand von Bild 5.2 besonders deutlich. Hierin ist die lineare Temperaturdehnzahl, ermittelt im Temperaturbereich zwischen 20 und 90 °C, abhängig vom Ausgangsfeuchtegehalt dargestellt. Es zeigt sich ein Maximum der Dehnzahl im Bereich mittlerer Feuchte bei etwa 60 - 70 % r. F.. Die thermische Dehnzahl sowohl völlig trockenen als auch wassergesättigten Betons liegt unabhängig von der Zuschlagart um einen Betrag von ca.  $1 \div 2 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$  unterhalb dieses Maximums. Die Ergebnisse decken sich qualitativ mit jenen von Bonnell /20/.

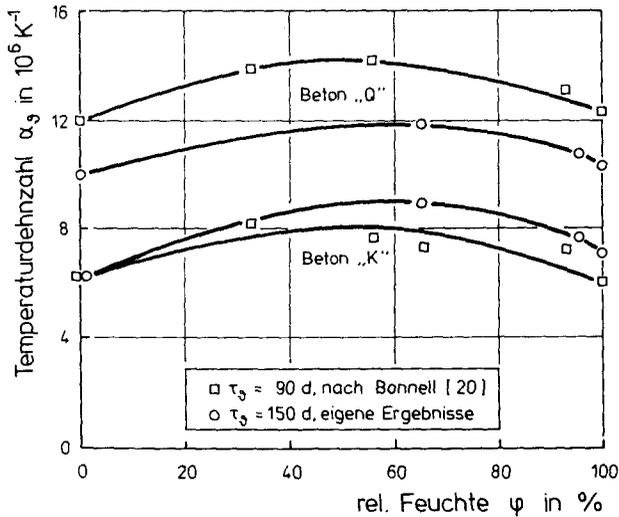


Bild 5.2: Einfluß des Feuchtegehaltes auf die thermische Betondehnung

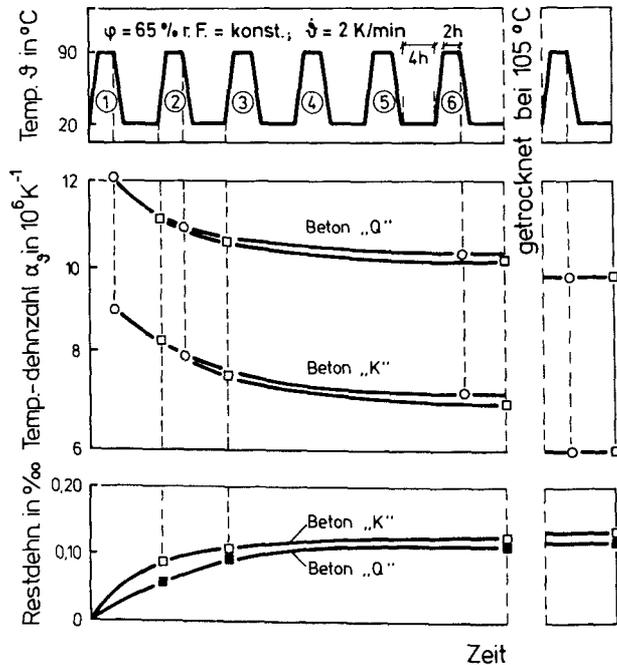
Auch die Restdehnungen nach der Wiederabkühlung auf  $20^\circ\text{C}$  zeigen eine Feuchteabhängigkeit (Bild 5.1). Sie sind für permanent wassergesättigten Beton von maximaler Größe, für Beton mit geringerer Ausgangsfeuchte hingegen übereinstimmend nur etwa halb so groß. Die thermische Dehnung des bei  $105^\circ\text{C}$  vor dem eigentlichen Versuch getrockneten Betons ist demgegenüber vollständig reversibel. Eine Abhängigkeit von der Zuschlagart und vom Bindemittel ist nicht feststellbar.

### 5.1.3 Einfluß zyklischer Temperierung

Werden Betonhohlzylinder wiederholten Temperaturzyklen zwischen  $20$  und  $90^\circ\text{C}$  bei  $65\%$  r. F. ausgesetzt, so nimmt deren Temperaturdehnzahl mit zunehmender Zyklenzahl ab; sie scheint einem Grenzwert zuzustreben, wie Bild 5.3 zeigt. Nach dem 6. Zyklus wurden die Probekörper bei  $105^\circ\text{C}$  getrocknet und anschließend wurde ein 7. Zyklus durchgeführt.

Die dabei gemessene Temperaturdehnzahl ist möglicherweise dieser angestrebte Grenzwert. Die bleibende Restdehnung wächst mit jedem Temperaturzyklus an, der wesentliche Teil ist aber bereits nach 2 Zyklen erreicht.

Die Zuschlagart übt auf die Abnahme der Temperaturdehnzahl mit steigender Zyklenzahl keinen deutlichen Einfluß aus. Die Abnahme erfolgt für beide Zuschlagarten nach gleicher Zeitfunktion. Auch die Restdehnungen entwickeln sich im Rahmen der Meßgenauigkeit identisch.



**Bild 5.3:** Temperaturdehnzahl und Restdehnung von Beton "Q" und "K" bei zyklischer Temperierung bei  $\varphi = 65\%$  r. F. = konst.

#### 5.1.4 Diskussion der Versuchsergebnisse zur thermischen Betondehnung

Die Feuchteabhängigkeit der thermischen Betondehnung ist auf den ausgeprägt feuchteabhängigen, sog. scheinbaren Dehnungsanteil der thermischen Zementsteindehnung, wie er in Abschn. 3.4 erläutert wurde, zurückzuführen. Die Differenz zwischen der i. w. vom Feuchtegehalt unabhängigen thermischen Dehnung des Zuschlags und der des Zementsteins ist bei mittleren relativen Feuchten um  $60 \pm 70$  % maximal. Hier kann die Dehnzahl des Zementsteins ein Mehrfaches derjenigen des Zuschlags betragen. Es ist also anzunehmen, daß bei der Aufheizung von Proben mit mittlerem Feuchtegehalt die größten Spannungen im Betongefüge entstehen und zu intensiver Mikrorißbildung führen.

Legt man die nach der Wiederabkühlung auf  $20\text{ }^{\circ}\text{C}$  verbleibende, irreversible Dehnung als Indikator für das Ausmaß einer Gefügeschädigung infolge thermischer Inkompatibilität der Betonkomponenten zugrunde, so wäre an Beton, der mit  $\varphi = 65$  % r. F. im Gleichgewicht steht, die maximale Restdehnung zu erwarten.

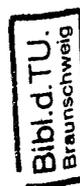
Die Versuchsergebnisse bestätigen aber diese Erwartung nicht, sondern weisen die maximale Restdehnung bei wassergesättigtem Beton aus. Dieses Ergebnis steht im Einklang mit jenen anderer, z. B. /179/. Dort dient folgende Hypothese zur Erklärung: Ist die Temperaturdehnung des Zementsteins größer als die der Zuschläge, so entstehen im Zementstein bei der Aufheizung bereichsweise Druckspannungen. Durch das hohe Kriechvermögen des feuchten und warmen Zementsteins werden diese Spannungen rasch weitgehend abgebaut, so daß bei Beginn der Abkühlung ein i. w. spannungsfreies Gefüge vorliegt. Im Abkühlungsverlauf führt das gegenüber dem Zuschlag stärkere Kontraktionsbestreben des Zementsteins zur Mikrorißbildung im Zementstein und in der Kontaktzone zum Zuschlag. Diese Hohlraumbildung wird als irreversible Restdehnung meßbar.

Weil gerade im wassersatten Zustand die Dehnungsdifferenz der Betonkomponenten aber keinesfalls maximal ist, ist zu vermuten, daß diese Erklärung nicht allein genügt. Möglicherweise ist darüber hinaus die starke Expansion des Porenwassers an der Gefügeschädigung beteiligt. Die thermische Volumendehnzahl des Wassers beträgt bei 20 °C etwa  $\alpha_3 = 180 \cdot 10^{-6} / K / 44/$ . Es ist denkbar, daß im vollständig wassergefüllten Porenraum fehlende Expansionsräume zur Gefügeschädigung führen, die bei der Abkühlung als Restdehnung meßbar wird.

Die geringere Restdehnung bei niedrigerem Feuchtegehalt ( $\varphi = 65$  und  $95$  % r. F.) ist unter Zugrundelegung einer geringeren Kriechfähigkeit des Zementsteins als bei Wassersättigung u. a. darauf zurückzuführen, daß die bei der Aufheizung entstandenen Gefügespannungen bei Abkühlungsbeginn weitgehend noch herrschen und somit während der Abkühlung zu einem größeren Anteil reversibel sind. Außerdem scheidet die thermische Dehnung des Wassers als Gefügeschädiger aus, weil Expansionsraum im Porenraum gegeben ist. Zudem können die Proben im Versuch trocknen, so daß Schwindverkürzungen der Volumenzunahme durch Mikrorißbildung entgegenwirken können.

Daß die thermische Dehnung des bei 105 °C getrockneten Betons am geringsten und annähernd vollständig reversibel ist, muß darauf zurückgeführt werden, daß der Beton zu Beginn des eigentlichen Versuchs durch den vorausgegangenen Trocknungsvorgang bereits thermisch bzw. hygri-sch vorgeschädigt wurde. Bei der Aufheizung und Abkühlung im Versuch finden dann i. w. nur noch die sog. wahre Temperaturdehnung und eine Rißöffnung bzw. -schließung, beides reversible Vorgänge, statt.

Für das thermische Dehnverhalten bei zyklischer Temperierung ist ebenfalls vorrangig die thermische Inkompatibilität der Betonkomponenten verantwortlich, da sich die thermische Dehnzahl mit zunehmender Zyklenzahl in annähernd gleichem Maße stabilisiert wie die Restdehnung nach der Abkühlung.



Wie in Abschnitt 3.4 erläutert wurde, kann die Temperaturdehnung von Beton aus den Dehnungen der Komponenten Zementstein und Zuschlag abgeleitet werden. Die einfachste Beziehung hierfür legt die freie Ausdehnung beider Komponenten zugrunde (Mischungsmodell mit Reihenschaltung):

$$\alpha_{s,b} = \alpha_{s,g} \frac{V_g}{V_b} + \alpha_{s,z} \frac{V_z}{V_b} \quad (5.1)$$

Hierin sind:

- $\alpha_{s,b}$ ;  $V_b$ : Temperaturdehnzahl und Volumen des Betons
- $\alpha_{s,g}$ ;  $V_g$ : Temperaturdehnzahl und Volumen des Zuschlags
- $\alpha_{s,z}$ ;  $V_z$ : Temperaturdehnzahl und Volumen des Zementsteins.

Die freie Ausdehnung der Komponenten ist aber im Betongefüge nicht möglich. Dettling / 39/ trug dieser Tatsache Rechnung, indem er die Dehnung des steifen Zuschlags als unbehindert annahm und den behinderten Dehnungsanteil des weichereren Zementsteins in Abhängigkeit vom Zuschlagvolumenanteil mittels eines Parabelverlaufs berücksichtigte:

$$\alpha_{s,b} = \alpha_{s,g} + (\alpha_{s,z} - \alpha_{s,g})(1 - V_g)^{1,5} \quad (5.2)$$

Den Exponenten 1,5 ermittelte er in zahlreichen Versuchen als mittleren Wert für übliche Konstruktionsbetone. Mittels Gl. (5.2) gelang Dettling eine befriedigende Berechnung der Temperaturdehnzahlen trockenen und wassergesättigten Betons. Auch von Pickett /129/, Hansen /63/, Dougill / 45/ und anderen wurden ähnliche Beziehungen wie Gl. (5.2) entwickelt, zum Teil unter Berücksichtigung des Steifigkeitsverhältnisses Zuschlag/Zementstein (Mischungsmodell mit Parallelschaltung).

Um die Temperaturdehnzahl von Beton für unterschiedliche Feuchtegehalte angeben zu können, muß in Gl. (5.1) bzw. (5.2) die Feuchteabhängigkeit der Zementsteindehnung eingeführt werden. Die von Meyers /101/ ermittelte und in Bild 3.9 dargestellte Feuchteabhängigkeit des scheinbaren

Anteils der Zementsteindehnung kann, wie in Bild 5.4 gezeigt wird, durch ein quadratisches Polynom angenähert werden:

$$\varphi < 0,30: \quad \alpha_{g,z} = 10 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K} \quad (5.3)$$

$$\varphi \geq 0,30: \quad \alpha_{g,z} = (-73,5 \varphi^2 + 95,5 \varphi - 12) \cdot 10^{-6} \text{ 1/K} \quad (5.4)$$

Bild 5.5 zeigt das Ergebnis eines Vergleiches der nach Gl. (5.1) und (5.2) unter Einbau obiger Feuchteabhängigkeit der Zementsteindehnung errechneten Dehnzahlen mit gemessenen. Die Temperaturdehnzahlen der verwendeten Zuschläge (Quarz:  $\alpha_{g,g} = 11 \cdot 10^{-6}/\text{K}$ ; Kalkstein:  $\alpha_{g,g} = 6 \cdot 10^{-6}/\text{K}$ ) wurden / 39/ entnommen. Die Übereinstimmung zwischen errechneten und gemessenen Dehnzahlen ist für beide Beziehungen Gl. (5.1) und (5.2) vergleichbar; unabhängig vom Feuchtegehalt. Die errechneten Dehnzahlen weichen bis etwa 20 % von den gemessenen ab.

Dies gilt nur für zuvor noch nicht thermisch beanspruchten Beton. Infolge zyklischer Temperierung sinkt die Temperaturdehnzahl; jedoch nicht unter jene des bei 105 °C getrockneten Betons.

#### 5.1.5 Zusammenfassung

Die Zuschlagart und die Betonfeuchte üben deutlichen Einfluß auf die thermische Dehnung aus. Bei mittleren Feuchtegehalten, etwa 60 ± 70 % r. F. entsprechend, ist die thermische Dehnung maximal. Nach Wiederabkühlung auf 20 °C verbleibt eine irreversible Restdehnung, die der thermischen und hygrischen Inkompatibilität der Betonkomponenten Zementstein und Zuschlag zuzuweisen ist. Die lineare Temperaturdehnzahl von Beton unterschiedlichen Feuchtegehalts kann mit den bekannten Mischungsmodellen zutreffend beschrieben werden, wenn die Dehnzahl des Zementsteins feuchteabhängig eingeführt wird.

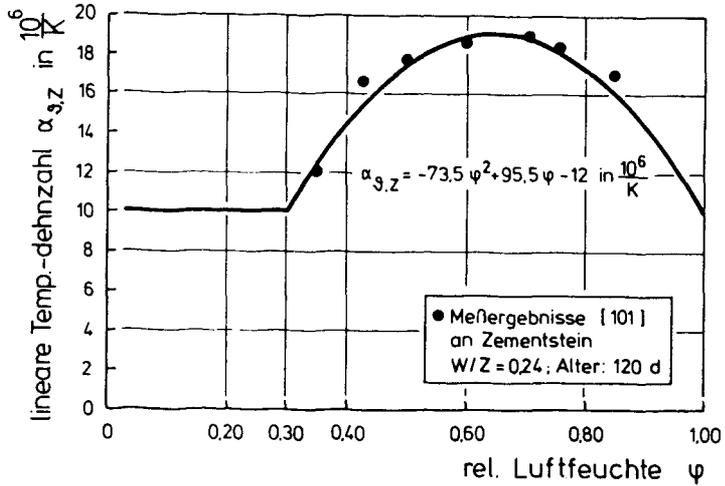


Bild 5.4: Funktion zur Beschreibung der Feuchteabhängigkeit der Temperaturdehnung von Zementstein

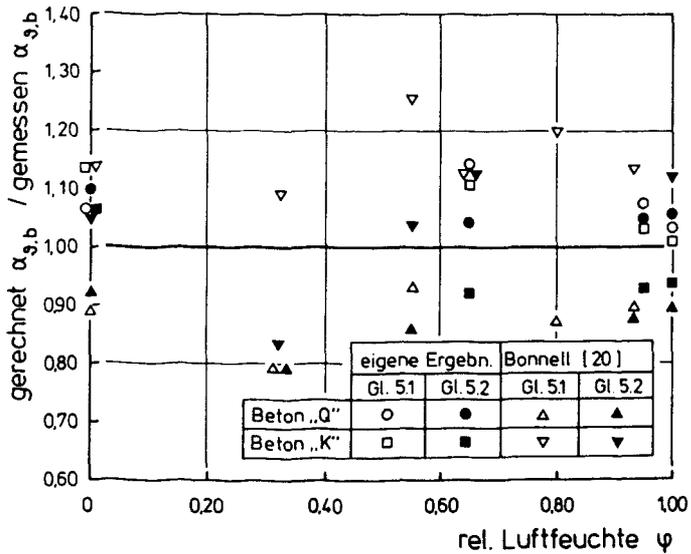


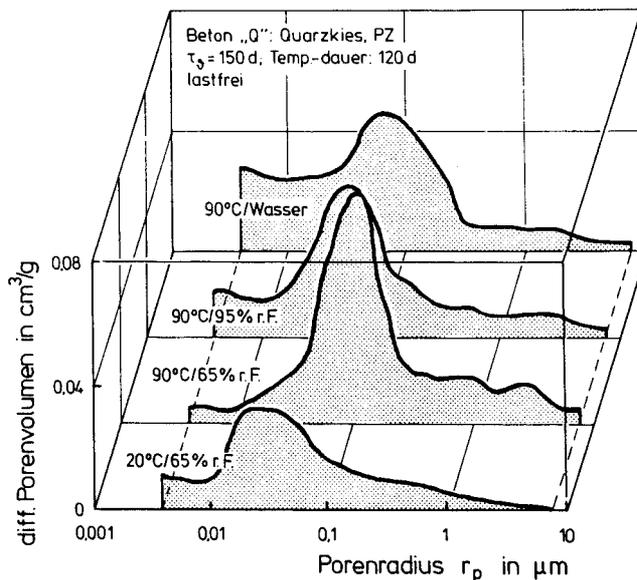
Bild 5.5: Vergleich errechneter und gemessener linearer Temperaturdehnzahlen von Beton bis 100 °C

## 5.2 Ergebnisse der Strukturuntersuchungen an Beton

### 5.2.1 Porositätsmessungen mittels Quecksilberdruckporosimetrie

Die Quecksilberdruckporosimetrie liefert die Summenkurve des Porenvolumens über dem Porenradius. Durch numerische Differentiation  $dV/d \log r_p$  erhält man die Häufigkeitsverteilung der Porenradien, die unmittelbar das zu beliebigen Radienintervallen gehörige Porenvolumen anzeigt /155/. In den Bildern 5.6 bis 5.10 sind die Ergebnisse der porosimetrischen Untersuchungen dargestellt. Das Porenvolumen ist auf das Trockengewicht der Proben bezogen.

PZ-gebundener Beton mit Quarzkieszuschlag weist nach 120tägiger Klimatisierung im unbelasteten Zustand bei 90 °C stets eine Vergrößerung der Porenstruktur auf, wie aus Bild 5.6 hervorgeht. Ein bei  $0,02 \pm 0,03 \mu\text{m}$  Porenradius befindliches Häufigkeitsmaximum untemperierten Betons, das der Kapillar-



**Bild 5.6:** Porenradienverteilungen von Beton "Q" nach 120tägigen Klimatisierungen bei 90 °C

porosität des Zementsteins zugerechnet wird /135/, wird in den Bereich größerer Poren um  $0,05 \pm 0,1 \mu\text{m}$  verschoben und steigt an. Dies ist für Proben, die bei 65 % r. F. temperiert wurden, ausgeprägter der Fall als für jene, die bei 95 % r. F. während der Temperierung weniger Wasser abgaben oder gar bei Unterwasserlagerung gesättigt blieben. Außerdem zeigt sich bei hohem Feuchtegehalt ein Anstieg der Porosität im Radienbereich kleiner  $0,01 \mu\text{m}$ , was auf Veränderungen auch der Gelporosität hinweist /157/. Das Porenvolumen im Bereich von Radien größer ca.  $0,1 \pm 1 \mu\text{m}$ , das i. w. die Porosität der Kontaktzone Zementstein/Zuschlag repräsentieren soll /155/, ändert sich vergleichsweise wenig. Lediglich bei 65 % r. F. scheint sich eine leichte Vergrößerung dieses Porenvolumens abzuzeichnen.

PZ-Beton mit Kalksteinzuschlag erfährt hingegen durch eine 120tägige Temperierung eine sehr deutliche Vergrößerung der Kontaktzonenporosität. Diese ist umso ausgeprägter, je stärker der Beton während der Temperierung austrocknet (Bild 5.7). Demgegenüber ist für Radien kleiner  $0,01 \mu\text{m}$  auch bei wassersatter Temperierung kein Anstieg der Porosität wie am quarzitischen Beton festzustellen.

Wird Beton mit quarzitischem Zuschlag Flugasche zugesetzt (Beton "FA"), so prägt dies die klimatisierungsbedingte Porenraumveränderung, wie Bild 5.8 zeigt. Je höher der Feuchtegehalt ist, umso stärker wächst das Porenvolumen für Radien kleiner  $0,01 \mu\text{m}$  an. Damit einhergehend verschwindet das Häufigkeitsmaximum im Porenradienbereich zwischen  $0,01$  und  $0,1 \mu\text{m}$ ; es tritt also eine Verfeinerung des Kapillarporenraumes des Zementsteins ein. Die Kontaktzonenporosität verändert sich anscheinend nicht signifikant.

Die bisher dargestellten Ergebnisse der Quecksilberdruckporosimetrie wurden nach 120 d Klimabeanspruchung ermittelt. Nach 20- und 60tägigen Temperierungen aufgenommene Porenverteilungen, die aus Platzgründen nicht im einzelnen dargestellt sind, haben gezeigt, daß die Temperierungsdauer von

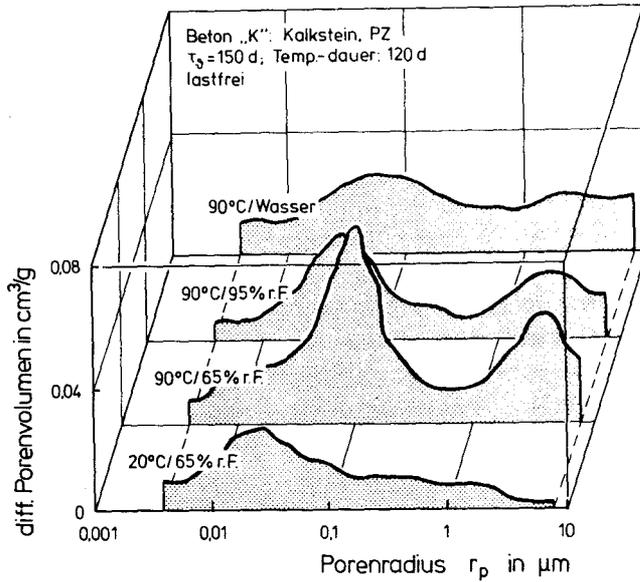


Bild 5.7: Porenradienverteilungen von Beton "K" nach 120tägigen Klimatisierungen bei 90 °C

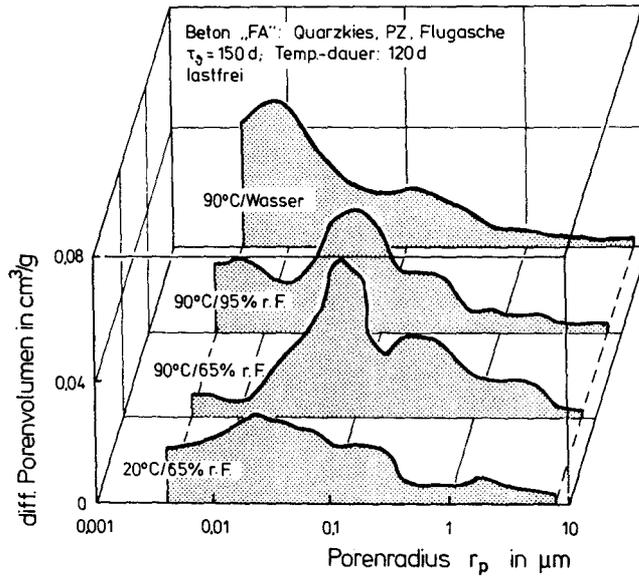


Bild 5.8: Porenradienverteilung von Beton "FA" nach 120tägigen Klimatisierungen bei 90 °C

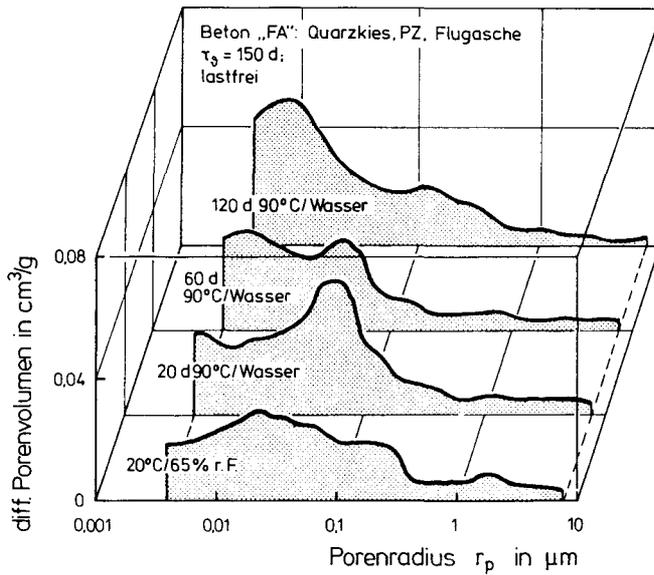


Bild 5.9: Porenradienverteilungen von Beton "FA" nach Wasserlagerung bei 90 °C in Abhängigkeit von der Einlagerungsdauer

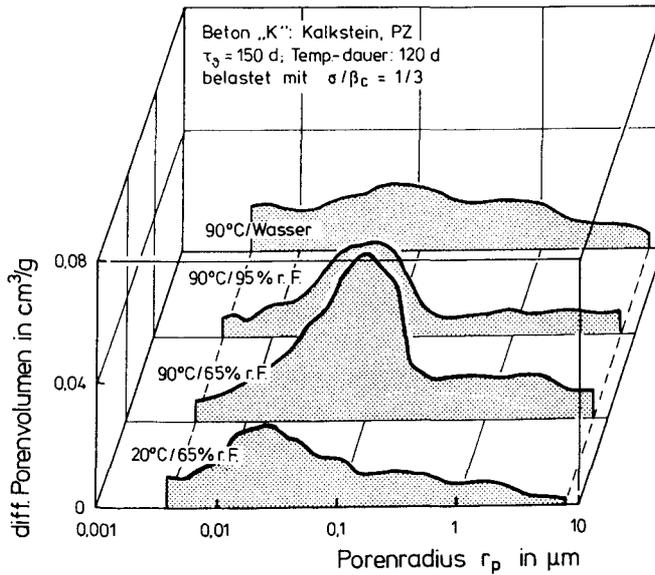


Bild 5.10: Porenradienverteilungen von Beton "K" nach 120tägigen Klimatisierungen bei 90 °C im belasteten Zustand

untergeordneter Bedeutung ist. Ausgenommen sind hier wassergelagerter Beton "Q" sowie der flugaschehaltige Beton "FA", deren Porositätsanstieg sich für Porenradien kleiner  $0,01 \mu\text{m}$  temperierungszeitabhängig entwickelt. Für den Beton "FA" ist dies in Bild 5.9 dargestellt. Bei niedrigeren Temperaturen, 50 und 70 °C, entstehen qualitativ gleiche Porositätsveränderungen wie bei 90 °C, jedoch weniger ausgeprägt, wie in einigen hier nicht dargestellten Versuchen ermittelt wurde.

Um festzustellen, welchen Einfluß eine Druckbeanspruchung während einer Temperierung auf die Porenradienverteilung ausübt, wurden auch im Anschluß an einige Kriechversuche Porosimetrieuntersuchungen durchgeführt. Besonders interessant sind die Beobachtungen an Kalksteinbeton. Bild 5.10 zeigt, daß durch eine konstant einwirkende Druckspannung von  $1/3$  der Zylinderdruckfestigkeit zum Belastungszeitpunkt das Porenvolumen im Kontaktzonenbereich gegenüber lastfrei temperiertem Beton (Bild 5.7) signifikant reduziert wird. In anderen Porenbereichen ist kein Lasteinfluß auf die Porosität zu erkennen.

#### 5.2.2 Strukturuntersuchungen mittels Differentialthermoanalyse

Mit der Differentialthermoanalyse (DTA) wurden Umwandlungsreaktionen und Phasenänderungen untersucht. Derartige Veränderungen äußern sich als endotherme oder exotherme Peaks gegenüber einer inerten Probe bei einer definierten Aufheizung ( $\dot{T} = 10 \text{ K/min}$ ). In Bild 5.11 sind die Ergebnisse für den Beton "Q" und den Flugasche enthaltenden Beton "FA" gegenübergestellt.

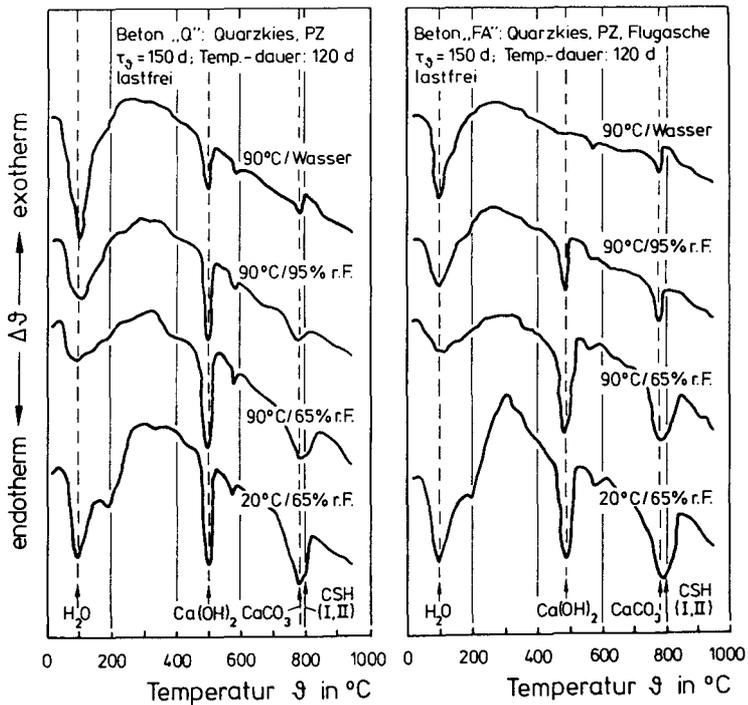


Bild 5.11: Differentialthermoanalyse quarzitischen Betons mit und ohne Flugasche (Beton "Q" und "FA") nach 120tägigen Klimatisierungen bei 90 °C

Untemperierter Beton zeigt drei ausgeprägte, endotherme Peaks. Um 100 °C wird das verdampfbare Wasser weitgehend ausgetrieben, und bei ca. 500 °C erfolgt die Zersetzung des Kalziumhydroxids  $\text{Ca(OH)}_2$  zu Kalziumoxid  $\text{CaO}$  und Wasser. Bei etwa 780 °C folgt die endotherme Zersetzungsreaktion des Kalziumkarbonats  $\text{CaCO}_3$  zu  $\text{CaO}$  und Kohlendioxid  $\text{CO}_2$ , die jedoch durch Umwandlungsreaktionen der Kalziumsilikathydratphasen CSH(I)- und CSH(II) im selben Temperaturbereich überdeckt wird, so daß die einzelnen Reaktionen kaum identifizierbar sind /139/.

Nach 120tägiger Temperierung bei 90 °C und unterschiedlichen Feuchtebedingungen sind für beide dargestellten Betone Veränderungen dieser Peaks eingetreten. Bei trocknender Tempe-

rierung verringert sich der Gehalt an verdampfbarem Wasser. Erwartungsgemäß geht der Entwässerungspeak zurück.

Der  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Peak verändert sich bei 65 % r. F. nicht spürbar, bei 95 % r. F. ist dagegen vor allem für den Flugasche-Beton ein Rückgang des  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Gehaltes festzustellen. Nach der Wassertemperierung ist im Flugasche-Beton kein  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  mehr nachweisbar. Auch im Beton mit quarzitischem Zuschlag ohne Flugasche hat sich nun der  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Gehalt verringert.

Der  $\text{CaCO}_3$ -Peak gibt Auskunft über das Ausmaß der Karbonatisierung des Zementsteins. Obwohl die Proben randnah entnommen wurden, kann ein Einfluß der Probennahme nicht ausgeschlossen werden. Deshalb sind die Ergebnisse mit Skepsis zu beurteilen; sie waren aber auch nicht das eigentliche Ziel der Untersuchung. Die vorliegenden Ergebnisse weisen auf eine maximale Karbonatisierung bei 20 °C/65 % r. F. hin. Temperierter Beton zeigt geringere Karbonatisierung, folgerichtig umso geringer, je höher der Wassergehalt des Zementsteins war.

Signifikante Veränderungen der CSH-Phasen sind nach der Wasserlagerung für beide Betone und bei 95 % r. F. nur für den Beton "FA" festzustellen. Unmittelbar neben dem  $\text{CaCO}_3$ -Peak zeigt sich ein exothermer Peak bei 800 °C, der auf die Bildung neuer CSH-Phasen schließen läßt /157/.

### 5.2.3 Diskussion der Ergebnisse der Strukturuntersuchungen

Auch bei Temperaturen unterhalb von 100 °C finden im Zementstein bereits Vorgänge statt, die in die Gelstruktur eingreifen. Hierzu gehören der begrenzte Zerfall von Hydratphasen des Zementgels unter Freisetzung chemisch gebundenen Wassers /121/, sowie bei gleichzeitiger Trocknung eine Abnahme des Spaltdrucks der Wassermoleküle zwischen angrenzenden Gelteilchen und eine Zunahme der Oberflächenenergie der

Gelteilchen /174/; vgl. Abschn. 2.1.3. Derartige Phänomene wurden bei Anwendung der Stickstoffsorption als Verringerung der spezifischen Oberfläche bei bereits 50 °C registriert / 76/. Infolge der Verdichtung der Gelstruktur steigt die Zementsteinfestigkeit an; ein Effekt, der in der angelsächsischen Literatur mit "drying strengthening" bezeichnet wird. Odler hat dies an Zementstein bei Temperaturen bis 400 °C festgestellt /122/. Neue Hydratationsprodukte entstehen im Temperaturbereich bis 100 °C nicht, wie auch die Ergebnisse der Differentialthermoanalyse belegen.

Im Bereich der Kapillarporen findet eine deutliche Änderung der Zementsteinstruktur statt, wie die Ergebnisse der Quecksilberdruckporosimetrie zeigen. Der Anstieg der Kapillarporosität und die Vergrößerung der Porenstruktur laufen nach /158/ rasch während weniger Stunden bis Tage ab. Beide Effekte vermindern die Zementsteinfestigkeit. Nach Odler /121/ kann der Anstieg der Kapillarporosität durch eine Änderung der Stöchiometrie der CSH-Phasen erklärt werden, indem das  $\text{CaO/SiO}_2$ -Verhältnis zu Lasten des  $\text{SiO}_2/\text{H}_2\text{O}$ -Verhältnisses ansteigt.

Die Strukturverfeinerung in feucht gelagertem quarzitischem Beton und in flugaschehaltigem Beton ist auf sog. hydrothermale Reaktionen zurückzuführen, die zwischen dem  $\text{SiO}_2$  der Zuschläge bzw. der Flugasche und dem  $\text{Ca(OH)}_2$  des Zementsteins ablaufen, wenn flüssiges Wasser im Porenraum vorliegt. Bei diesen Reaktionen setzt sich die Kieselsäure mit den Ca-Ionen zu neuen, festen Kalziumsilikathydraten (CSH) um, wobei  $\text{Ca(OH)}_2$  verbraucht wird. Die neuen CSH-Phasen bestehen aus nadeligen und plättchenförmigen Kristallen mit zahlreichen Verwachsungskontakten, wodurch die Festigkeit des Zementsteins ansteigen kann. Für die Reaktionsgeschwindigkeit sind die Temperaturhöhe, die Größe der reaktionsfähigen Oberflächen (Korngröße) und der Bindungszustand des  $\text{SiO}_2$  (kristallin-amorph) bestimmend. Seeberger /157, 158/ sowie Schneider und Diederichs, z. B. in /156/, haben derartige Reaktionen ausführlich untersucht.

Im Beton "Q" findet eine Umsetzung des  $\text{Ca(OH)}_2$  nur in begrenztem Maße statt, denn nach 120tägiger Temperierung unter Wasser ist nach dem Ergebnis der DTA (Bild 5.11) noch  $\text{Ca(OH)}_2$  vorhanden. Die Reaktion erfolgt nur an der Zuschlagkornoberfläche. Außerdem liegt das  $\text{SiO}_2$  des Quarzkieszuschlags vergleichsweise reaktionsträge, kristallin vor.

Auch bei 95 % r. F. scheinen bereits erste hydrothermale Reaktionen abzulaufen, wie Bild 5.6 und eine leichte Verringerung des  $\text{Ca(OH)}_2$ -Gehaltes (Bild 5.11) vermuten lassen. Da bei 95 % r. F. nur noch ein Teil des Porenraumes wassergesättigt ist (vgl. Abschn. 2.1), denn insbesondere die grobporöse Zuschlagverbundzone wird ja zuerst entwässert, findet die Reaktion auch nur begrenzt statt.

Im Beton "FA" liegt das  $\text{SiO}_2$  der Flugasche hingegen im günstigeren amorphen Zustand vor und bietet wegen der geringen Partikelgröße der Flugasche von ca. 10  $\mu\text{m}$  Durchmesser eine große, gleichmäßig im Zementstein verteilte Reaktionsoberfläche. Dementsprechend ergibt sich bei 120tägiger Wassersättigung bei 90 °C eine deutliche Strukturverfeinerung (Bild 5.8). Das Verschwinden des  $\text{Ca(OH)}_2$ -Peaks (Bild 5.11) deutet auf einen vollständigen  $\text{Ca(OH)}_2$ -Umsatz hin. Durch die hydrothermale Reaktion ist anscheinend die thermisch bedingte Vergrößerung der Kapillarporosität kompensiert worden. Besonders deutlich wird das anhand Bild 5.9, das die Temperierungszeitabhängigkeit des hydrothermalen Strukturverfeinerungsprozesses herausstellt. Auch bei 95 % r. F. laufen im Beton "FA" in größerem Umfang hydrothermale Reaktionen als im Beton "Q" ab, wie aus der sich in Bild 5.8 abzeichnenden Strukturverfeinerung und insbesondere aus dem Abbau des  $\text{Ca(OH)}_2$ -Peaks (Bild 5.11) hervorgeht. Dies kann gleichfalls auf die Feinheit der Flugaschepartikel in Verbindung damit zurückgeführt werden, daß bei 20 °C/95 % r. F. konditionierter Beton während der anschließenden Temperierung bei 95 % r. F. noch langfristig im Bereich von Porenradien kleiner 0,1  $\mu\text{m}$  durch den Mechanismus der Kapillarkondensation wassergesättigt ist (vgl. Abschn. 2.1.3). Bei

65 % r. F., und dementsprechend Sättigung erst im Porenradiusbereich um  $0,001 \mu\text{m}$ , kann im untersuchten Temperaturbereich anscheinend eine nennenswerte hydrothermale Reaktion nicht mehr stattfinden. Möglicherweise ist dies im Zusammenhang mit den höheren Bindungskräften des adsorbierten Wassers in den kleineren Poren zu sehen.

Aus Bild 5.7 ist abzulesen, daß in Beton mit kalzitischen Zuschlag mangels  $\text{SiO}_2$ -Angebot eine hydrothermale Reaktion nicht erfolgt. Der infolge der Temperierung im Porenradiusbereich größer  $1 \mu\text{m}$  entstandene Porenraum ist auf Mikrorißbildung infolge thermischer Inkompatibilität der Komponenten Zementstein und Zuschlag zurückzuführen /155/. Bei 65 % r. F. ist die Differenz der thermischen Dehnkoeffizienten besonders groß, wie in Abschn. 5.1 erläutert wurde. Dementsprechend zeigt sich hier die ausgeprägteste Ribbildung. Überraschenderweise sind derartige Effekte am quarzischen Beton nicht beobachtet worden, obwohl auch hier Temperaturdehnungsdifferenzen gegeben sind. Möglicherweise zeigen sich Gefügeschädigungen infolge thermischer Inkompatibilität nicht vorrangig im Porosimetermeßbereich, sondern stellen sich mit Ribbreiten größer  $20 \mu\text{m}$  dar, die hier nicht erfaßbar waren.

Die Porosität oberhalb  $1 \mu\text{m}$  Porenradius entwickelte sich nicht, wenn der kalzitische Beton während der Temperierung mit einer Druckspannung von etwa einem Drittel der Zylinderdruckfestigkeit belastet war (Bild 5.10). Es ist denkbar, daß die vermutete Mikrorißbildung sich unter Last nicht ausbilden konnte, bzw. durch Kriechen des Zementsteins abgebaut wurde.

#### 5.2.4 Zusammenfassung

Die Zementsteinstruktur wird im Temperaturbereich bis 90 °C bereits deutlich verändert. Einerseits wird schon nach kurzzeitiger Temperierung die Kapillarporosität vergrößert und die Porenstruktur vergrößert, wodurch die Zementsteinfestigkeit sinkt. Andererseits führen sog. hydrothermale Reaktionen zur Strukturverfeinerung, wenn reaktionsfähige Kieselsäure ( $\text{SiO}_2$ ) anwesend ist und flüssiges Wasser im Porenraum vorliegt. Die Strukturverfeinerung entwickelt sich in Abhängigkeit von der Temperaturhöhe, vom Feuchtegehalt, von der Temperierungsdauer und von der reaktionsfähigen Oberfläche sowie vom Bindungszustand des  $\text{SiO}_2$ .

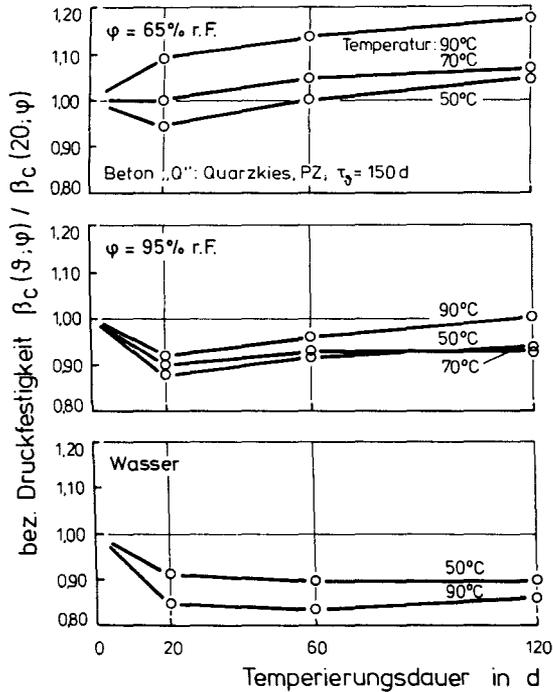
#### 5.3 Versuchsergebnisse zum Festigkeits- und Kurzzeitverformungsverhalten

##### 5.3.1 Einflüsse auf die Druckfestigkeit

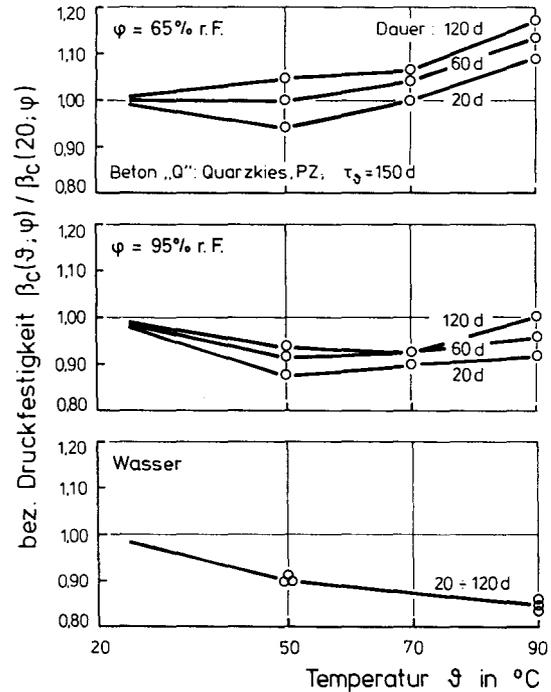
###### 5.3.1.1 Einfluß der Temperaturhöhe und -einwirkungsdauer

Die Veränderung der Zylinderdruckfestigkeit quarzitisches Betons infolge stationär einwirkender klimatischer Beanspruchung ist in Bild 5.12 als Funktion der Einwirkungsdauer dargestellt. Die nach der Temperierung ermittelten Festigkeitswerte sind auf jene nach Lagerung beim jeweiligen Konditionierungsklima bezogen.

Man erkennt, daß bei erhöhter Temperatur ein bei 65 bzw. 95 % r. F. begrenzt trocknender Beton nach 20tägiger Temperierung einen Festigkeitsverlust bis zu 10 % erfährt, der mit zunehmender Temperierungsdauer zurückgeht. Teilweise werden über der Ausgangsfestigkeit liegende Werte erreicht. Demgegenüber zeigt wassergesättigter Beton keinerlei Abhängigkeit von der Temperierungszeit zwischen 20 und 120 d Temperierung.



**Bild 5.12:** Druckfestigkeit von Beton "Q" nach stationärer Klimatisierung in Abhängigkeit von der Einwirkungsdauer



**Bild 5.13:** Druckfestigkeit von Beton "Q" nach stationärer Klimatisierung in Abhängigkeit von der Temperaturhöhe

Aus der auf die Temperatur bezogenen Darstellung der Ergebnisse in Bild 5.13 ist zu entnehmen, daß die Druckfestigkeit wassergesättigter quarzitischer Betonproben temperaturabhängig abnimmt, während sie für trocknenden Beton temperatur- und temperierungszeitabhängig ansteigt.

#### 5.3.1.2 Einfluß der Betonfeuchte

Die Betonfeuchte, bzw. der temperatur- und zeitabhängige Trocknungsfortschritt scheint nach den in Bild 5.12 und 5.13 dargestellten Ergebnissen von ausschlaggebender Bedeutung für die Druckfestigkeit zu sein. So zeigt bei 95 % r. F. konditionierter Beton bereits zu Beginn der Temperierung einen größeren Festigkeitsverlust als der bei 65 % r. F. gelagerte, der ja über eine geringere Ausgangsfeuchte verfügt. Im Verlauf der Temperatureinwirkung und Trocknung steigt die Druckfestigkeit wieder an, umso mehr, je höher die Temperatur und je geringer der Feuchtegehalt ist.

Um den Einfluß des Feuchtegehaltes auf die Druckfestigkeit herauszustellen, wurden die Ergebnisse auf den Feuchtegehalt der Probe zum Prüfzeitpunkt bezogen (Bild 5.14). Der mittlere Probenfeuchtegehalt  $u_m$  wurde durch Wägung bestimmt und ist gemäß Gl. (2.11) (Abschn. 2.1.4) definiert.

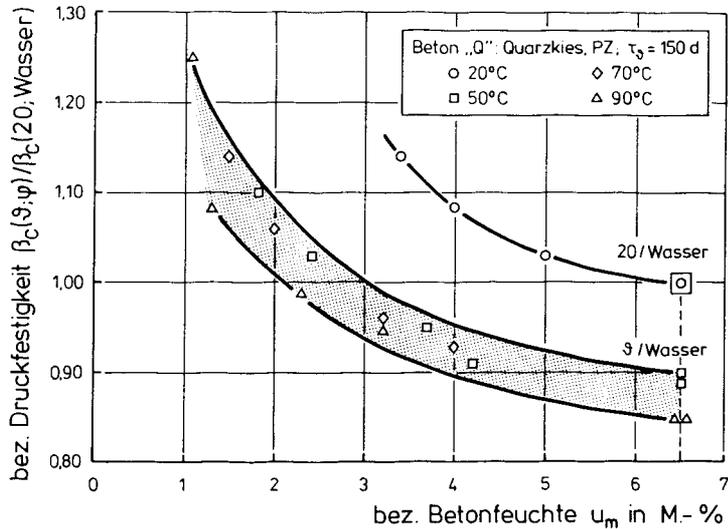


Bild 5.14: Feuchteabhängigkeit der Druckfestigkeit von Beton "Q" nach stationärer Klimaeinwirkung

Die Druckfestigkeiten in Bild 5.14 sind auf diejenige für fortdauernde Wasserlagerung bei 20 °C bezogen. Der bezogene Festigkeitswert 1,0 bei  $u_m = 6,5$  M.-% gilt für 20 °C-Wasserlagerung und ist somit der zentrale Bezugspunkt des Bildes; alle anderen Werte sind auf ihn bezogen. Legt man zugrunde, daß die weitere Hydratation während der Wasserlagerung bei 20 °C nach der ja bereits vorangegangenen 150tägigen Konditionierung vernachlässigbar ist, so beschreibt die obere Kurve den reinen Trocknungseinfluß auf die Betondruckfestigkeit bei 20 °C.

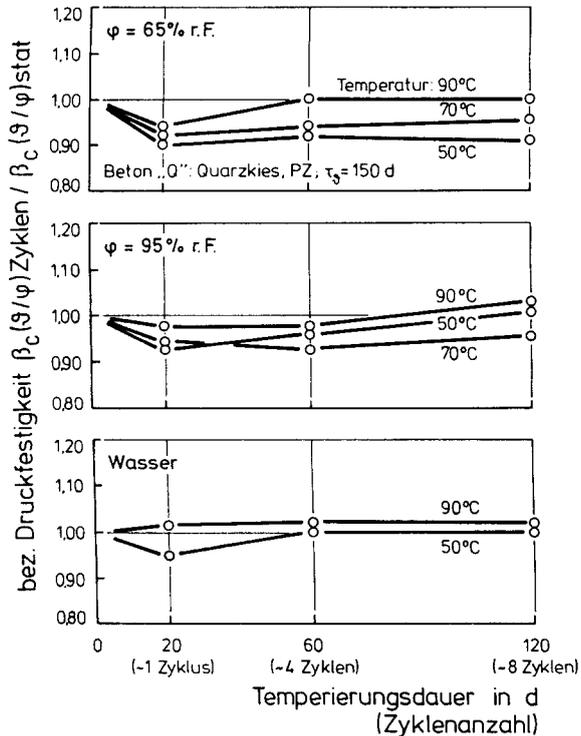
Die Druckfestigkeiten temperierten Betons liegen im schraffierten Ergebnisband. Mit abnehmendem Feuchtegehalt, abhängig von der Temperierungsdauer und der Temperaturhöhe, steigt die Druckfestigkeit an. Dabei tritt der Einfluß der Temperaturhöhe innerhalb des Bandes hinter die Wirkung des Feuchtegehaltes zurück.

### 5.3.1.3 Einfluß zyklischer Temperierung

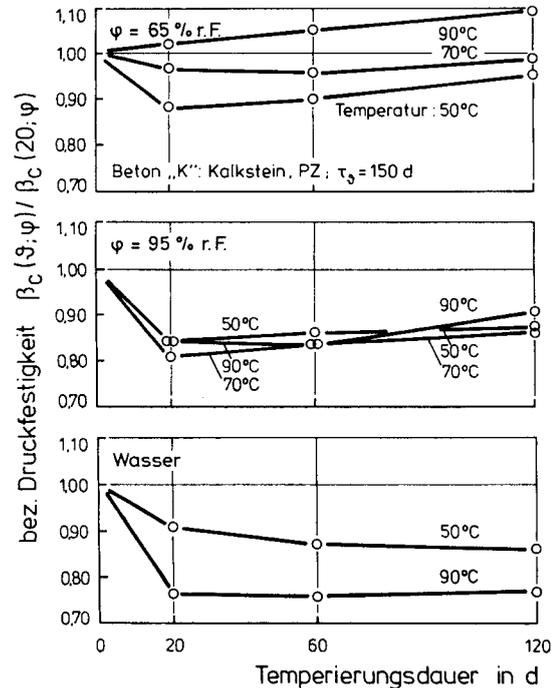
Wie aus Bild 5.15 hervorgeht, unterscheidet sich der Einfluß zyklischer Temperierung auf die Druckfestigkeit nicht wesentlich von dem stationärer Klimaeinwirkung. Dargestellt ist die sich nach zyklischer Klimaeinwirkung einstellende Druckfestigkeit, bezogen auf jene nach etwa gleich langer stationärer Einwirkung desselben Klimas. Ein Zyklus besteht aus 7 d bei erhöhter Temperatur und 7 d beim jeweiligen Konditionierungsklima. Daß sich für bei 65 % r. F. bzw. 95 % r. F. trocknenden Beton nach zyklischem Klima geringfügig kleinere Werte ergeben als nach stationärer Einwirkung, ist wahrscheinlich auf den höheren Feuchtegehalt zum Prüfzeitpunkt zurückzuführen. Denn bei zyklischer Klimaeinwirkung finden ja nur 50 % der Klimaeinwirkungsdauer bei erhöhter Temperatur statt, so daß der Trocknungsverlauf langsamer erfolgt als bei stationärem Klima, wie in Abschn. 5.4 aus den Ergebnissen der Trocknungsbeobachtungen ersichtlich ist.

### 5.3.1.4 Einfluß der Zuschlagart

Beton mit Kalksteinzuschlag verhält sich ähnlich wie Beton mit Quarzkieszuschlag (Bild 5.16 und 5.17): Die trocknungsbedingte Kompensation des Festigkeitsverlustes ist von vergleichbarer Größe, die anfängliche Entfestigung jedoch gegenüber der Ausgangsfestigkeit um ca. 10 % größer als für Quarzkiesbeton. Wassergesättigter, kalzitischer Beton erfährt einen mit steigender Temperatur zunehmenden Druckfestigkeitsverlust, der bei 90 °C etwa 25 % der Ausgangsfestigkeit beträgt und somit über demjenigen des quarzitisches Betons liegt.



**Bild 5.15:** Druckfestigkeit von Beton "Q" nach zyklischer Klimatisierung, bezogen auf stationäre Klimatisierung



**Bild 5.16:** Druckfestigkeit von Beton "K" nach stationärer Klimaeinwirkung in Abhängigkeit von der Einwirkungsdauer

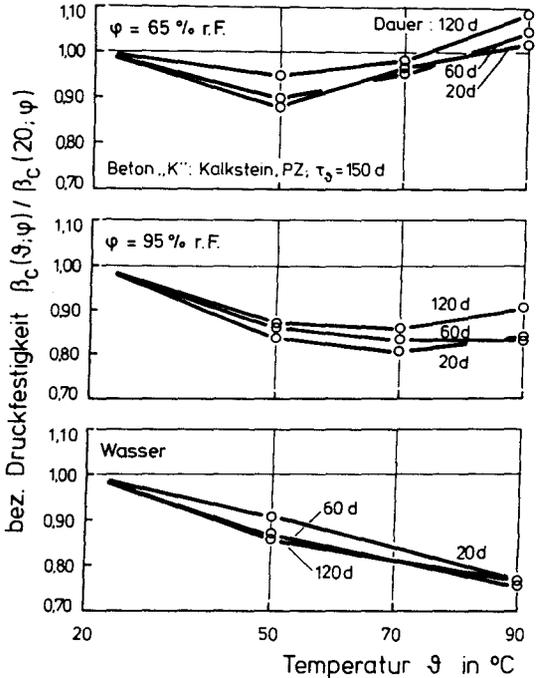


Bild 5.17: Druckfestigkeit von Beton "K" nach stationärer Klimaeinwirkung in Abhängigkeit von der Temperaturhöhe

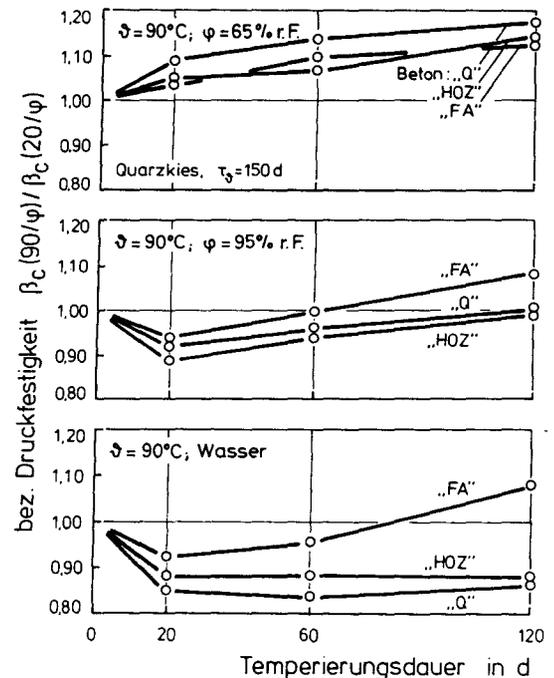


Bild 5.18: Druckfestigkeit von Betonen mit unterschiedlichen Bindemitteln nach stationärer Klimatisierung bei 90 °C in Abhängigkeit von der Einwirkungsdauer

#### 5.3.1.5 Einfluß der Bindemittelart

Die untersuchten Bindemittelarten sind Portlandzement, Hochofenzement sowie Portlandzement mit Flugaschezugabe (FA/Z = 0,30). In Bild 5.18 sind einige Ergebnisse für die Druckfestigkeit gegenübergestellt. Man erkennt, daß signifikante Unterschiede für quarzitisches Betone mit Portlandzement und Hochofenzement nicht vorliegen. Die Zugabe von Flugasche zu PZ-gebundenem Beton hat eine deutliche Auswirkung auf die Druckfestigkeit nach einer Temperierung bei 90 °C. Insbesondere im Falle der Wasserlagerung steigt die Druckfestigkeit des FA-Betons mit der Temperierungsdauer an. Auch bei 95 % r. F. gelagerte Proben erfahren einen, allerdings weniger ausgeprägten Festigkeitsanstieg gegenüber Betonen ohne Flugaschezugabe, während bei 65 % r. F. ein signifikanter Einfluß nicht erkennbar ist.

#### 5.3.2 Einflüsse auf die Spaltzugfestigkeit

Die Beeinflussung der Spaltzugfestigkeit unterschiedlicher Betone durch thermisch-hygrische Einwirkung wurde für dieselben Versuchsvariationen untersucht wie die der Druckfestigkeit. Aus Platzgründen werden die Ergebnisse komprimiert dargestellt, insbesondere wenn Versuchsparameter die Druck- und die Spaltzugfestigkeit in qualitativ gleicher Weise beeinflussen.

Wassergesättigter, quarzitischer Beton (Beton "Q") erfährt durch eine Temperaturbeanspruchung bis 90 °C nur geringe Einbußen an Spaltzugfestigkeit, wie aus dem unteren Teil von Bild 5.19 hervorgeht. Die Temperaturhöhe sowie die -einwirkungsdauer sind ohne deutlichen Einfluß.

Bei einer Trocknung unter erhöhter Temperatur zeigt sich hingegen ein klarer Verlust an Spaltzugfestigkeit, der mit zunehmender Temperaturhöhe und Einwirkungsdauer, also feuch-

teabhängig, auf bis zu ca. 30 % der Ausgangsfestigkeit anwächst. Der größte Teil der Entfestigung ist bereits nach 20tägiger Lagerung erreicht.

Wie für die Druckfestigkeit, so scheint auch für die Spaltzugfestigkeit der temperatur- und zeitabhängige Trocknungsfortschritt, bzw. der Feuchtegehalt zum Prüfzeitpunkt ausschlaggebend zu sein. Allerdings prägt er diese Festigkeiten in gegensinniger Weise. Während die Druckfestigkeit mit abnehmendem Feuchtegehalt eine Kompensierung des temperierungsbedingten Verlustes erfährt, wird die Spaltzugfestigkeit mit abnehmendem Feuchtegehalt signifikant geringer. Dies wird besonders in der auf den Feuchtegehalt zum Prüfzeitpunkt bezogenen Darstellung der Ergebnisse in Bild 5.21 deutlich. Innerhalb des die Ergebnisse einhüllenden, schraffierten Bandes ist der Einfluß des Feuchtegehaltes größer als der der Temperaturhöhe.

Der Einfluß zyklischer Klimatisierung auf die Spaltzugfestigkeit ist ebenso wie auf die Druckfestigkeit nicht ausgeprägt und zeigt somit, daß die Maximaltemperatur und die Dauer unter Maximaltemperatur bei trocknender Klimatisierung ausschlaggebend sind. Auch die Zuschlagart des Betons hat für die Spaltzugfestigkeit im Hinblick auf deren Feuchteabhängigkeit dieselbe Bedeutung wie für die Druckfestigkeit. Die Ergebnisse sind hier nicht dargestellt.

Der Einfluß der Bindemittelart bzw. einer Flugaschezugabe zu PZ-Beton ist in Bild 5.20 dargestellt. Die Spaltzugfestigkeit des HOZ-Betons unterscheidet sich nicht signifikant von jener des PZ-Betons. Der Beton mit Flugasche zeigt einen temperierungszeitabhängigen Anstieg der Spaltzugfestigkeit, der umso ausgeprägter ist, je höher der Feuchtegehalt ist. Bei 65 % r. F. ist ein Einfluß nicht erkennbar.

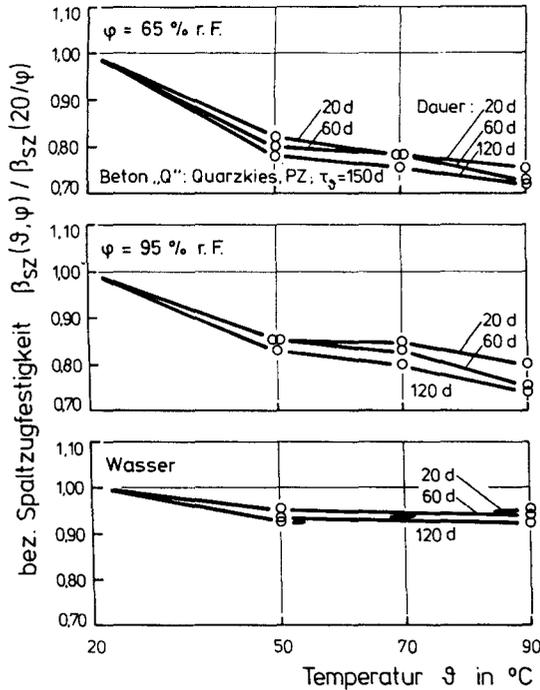


Bild 5.19: Spaltzugfestigkeit von Beton "Q" nach stationärer Klimatisierung in Abhängigkeit von der Temperaturhöhe

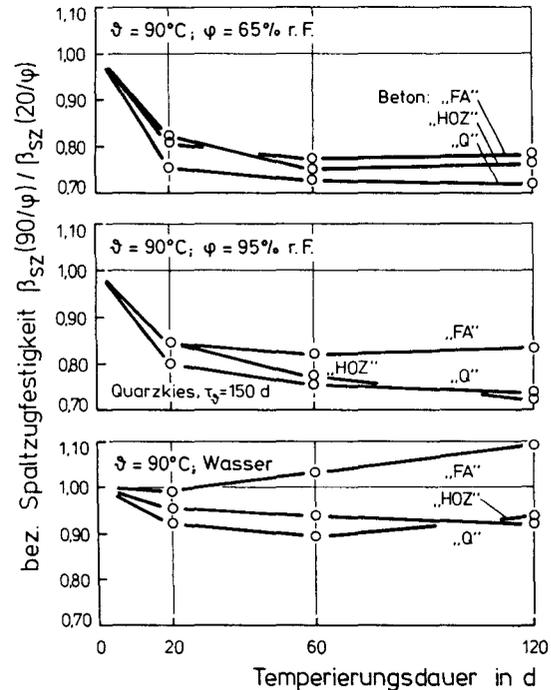
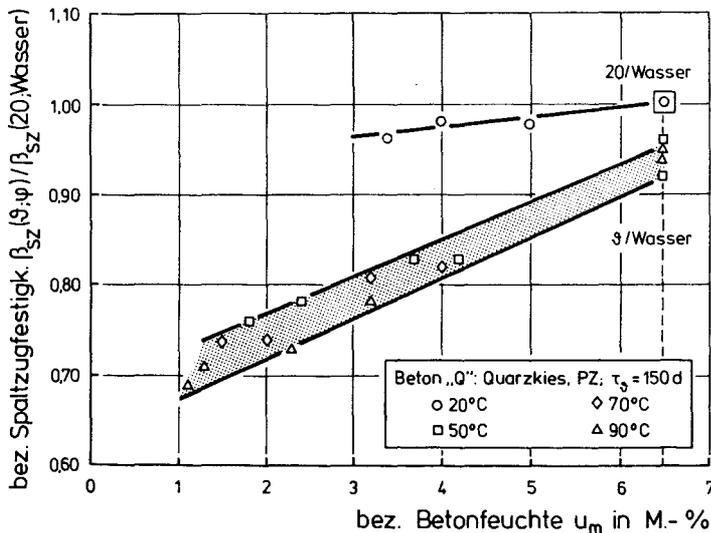


Bild 5.20: Spaltzugfestigkeit von Betonen mit unterschiedlichen Bindemitteln nach stationärer Klimatisierung bei  $90^\circ\text{C}$  in Abhängigkeit von der Einwirkdauer



**Bild 5.21:** Feuchteabhängigkeit der Spaltzugfestigkeit von Beton "Q" nach stationärer Klimaeinwirkung

### 5.3.3 Einflüsse auf den Elastizitätsmodul und die Spannung-Dehnungsbeziehung

Wie für die Spaltzugfestigkeit, so werden auch für den Elastizitätsmodul und die Spannung-Dehnungsbeziehung nur die Ergebnisse für die signifikanten Parameter komprimiert dargestellt.

Der als Sekantensteigung zwischen dem Ursprung und  $\beta_c/3$  der Spannung-Dehnungsbeziehung ermittelte Elastizitätsmodul nimmt nach thermischer Beanspruchung bei 90 °C bis etwa 20 % ab. Wie aus Bild 5.22 ersichtlich ist, weist bei 65 % r. F. trocknender, quarzitischer Beton (Beton "Q") die stärksten Verluste auf, während der Verlust bei Wassersättigung gering ist. Die Elastizitätsmodul-Temperaturbeziehung ist näherungsweise linear. Der wesentliche Teil der Elastizitätsmodulverringerung ist nach 20 d bereits abgeschlossen.

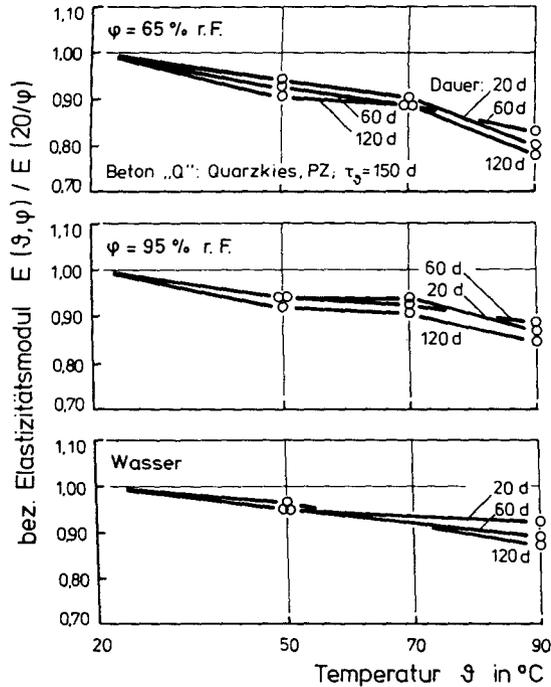


Bild 5.22: Elastizitätsmodul von Beton "Q" nach stationärer Klimatisierung in Abhängigkeit von der Temperaturhöhe

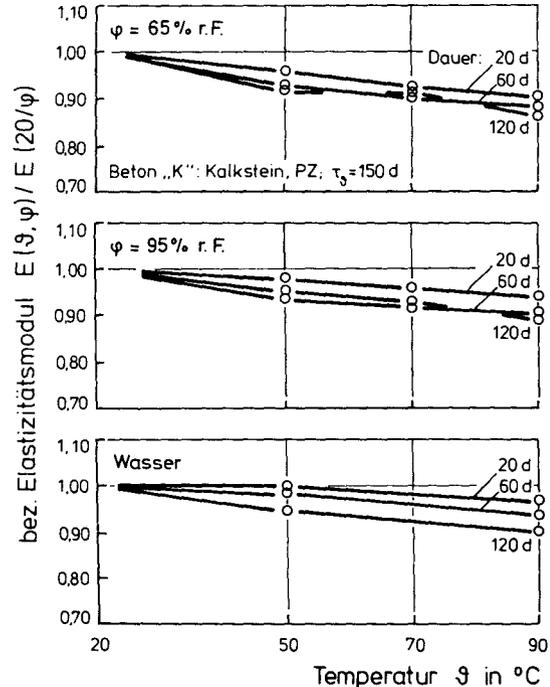


Bild 5.23: Elastizitätsmodul von Beton "K" nach stationärer Klimatisierung in Abhängigkeit von der Temperaturhöhe

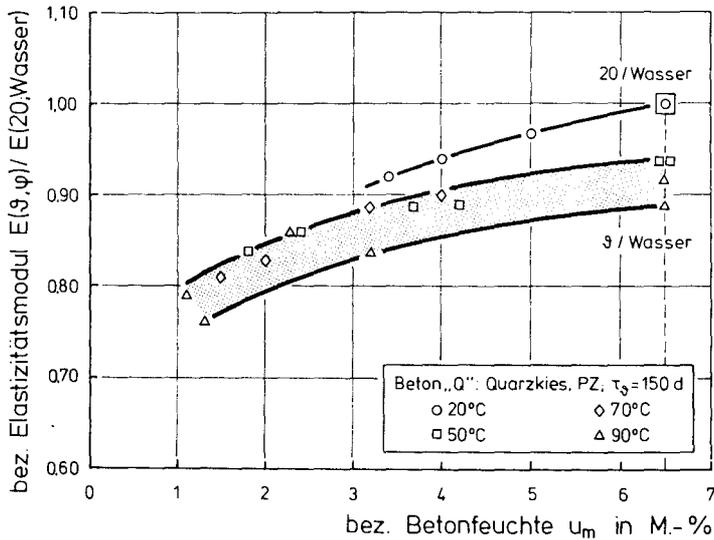


Bild 5.24: Feuchteabhängigkeit des Elastizitätsmoduls von Beton "Q" nach stationärer Klimateinwirkung

Bild 5.24 zeigt den Elastizitätsmodul nach thermisch-hygri-scher Beanspruchung in Abhängigkeit vom Feuchtegehalt zum Prüfungszeitpunkt. Sowohl nach einer Temperaturbeanspruchung als auch bei 20 °C sinkt der Elastizitätsmodul mit abnehmendem Feuchtegehalt. Die Feuchteabhängigkeit des E-Moduls ist weniger ausgeprägt als die der Druck- und Spaltzugfestigkeit, insbesondere oberhalb eines Feuchtegehaltes von ca. 3 M.-%.

Für die Bedeutung der Zuschlagart zeigt sich eine Besonderheit: Während die Druck- und Spaltzugfestigkeit von Beton mit kalzitischem Zuschlagmaterial (Beton "K") durch eine Temperierung stärker beeinträchtigt wird als die von quarzitischem Beton, gilt für den Elastizitätsmodul die entgegengesetzte Tendenz. Quarzitischer Beton verweicht, bezogen auf den Ausgangswert, bis zu etwa 10 % mehr als Kalksteinbeton, wie der Vergleich von Bild 5.23 mit Bild 5.22 zeigt.

Ebenfalls ein anderes Bild als für die Festigkeit ergibt sich für die Wirkung einer Flugaschezugabe auf den Elastizitätsmodul nach einer Temperierung. Aus Bild 5.25 geht hervor, daß Flugasche (Beton "FA") nicht im gleichen Maße den Elastizitätsmodul nach einer Temperierung bei hoher Feuchte verbessert wie die Druck- und Zugfestigkeit. Eine signifikante, aber vergleichsweise geringe Wirkung ist nur für den Fall der Wasserlagerung ersichtlich. HOZ-gebundener Beton zeigt ein Verhalten wie PZ-Beton.

Die Spannung-Dehnungsbeziehung gibt außer über den Elastizitätsmodul und die Festigkeit Auskunft über die Dehnung bei der Maximalspannung bzw. die Bruchdehnung sowie über die Verformungsenergie. Wie aus dem Stand der Kenntnisse in Abschn. 3.3 hervorgeht, sind im untersuchten Temperaturbereich bis 100 °C signifikante Änderungen der Bruchverformung und der Verformungsenergie nicht zu erwarten. Die in Bild 5.26 exemplarisch dargestellten Ergebnisse für quarzischen PZ-Beton (Beton "Q") geben hierfür die experimentelle Bestätigung. Auch für die übrigen klimatischen und werkstofflichen Versuchsparameter war ein systematischer Einfluß nicht zu erkennen.

#### 5.3.4 Diskussion der Versuchsergebnisse zum Festigkeits- und Kurzzeitverformungsverhalten

Für die Veränderungen der mechanischen Betoneigenschaften infolge thermisch-hygrischer Einwirkungen im untersuchten Bereich können grundsätzlich folgende Ursachen verantwortlich sein:

- Aktivierung der Zementhydratation durch erhöhte Temperatur mit der Folge beschleunigter Festigkeitsentwicklung.
- Bildung neuer Kalziumsilikathydratphasen durch hydrothermale Reaktionen des  $\text{Ca(OH)}_2$  im Zementstein mit dem  $\text{SiO}_2$  des Feinzuschlags in Anwesenheit flüssigen Wassers.

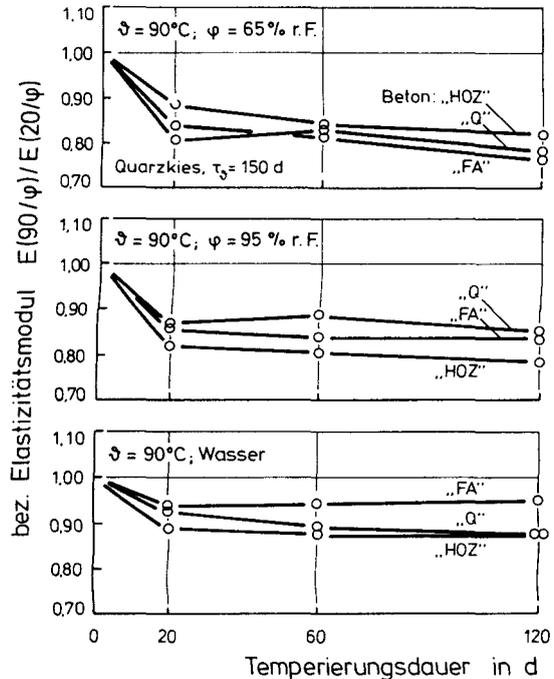


Bild 5.24: Elastizitätsmodul von Betonen mit unterschiedlichen Bindemitteln nach stationärer Klimatisierung bei 90 °C in Abhängigkeit von der Einwirkungs-dauer

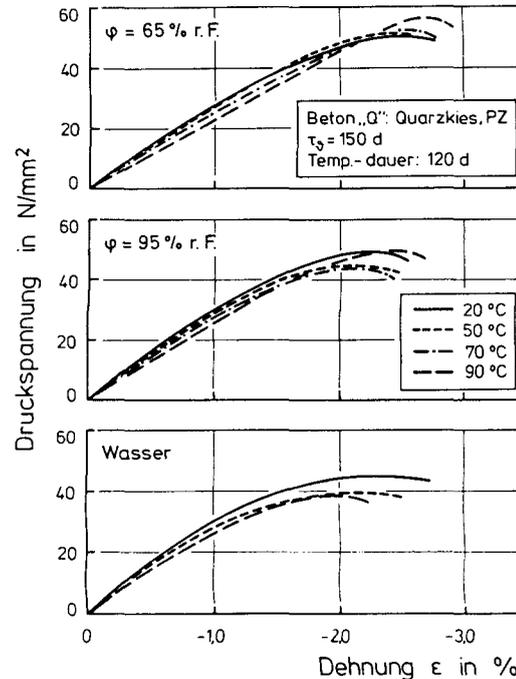


Bild 5.26: Spannung-Dehnungslinien von Beton "Q" nach 120tägiger stationärer Klimatisierung

- Änderung der Porenstruktur des Zementsteins ohne Zuschlag-einfluß.
- Änderung der Oberflächenenergie des Zementsteins und des sog. Spaltdrucks des Wassers durch Veränderungen des Betonfeuchtegehaltes.
- Mikrorißbildung im Zementstein und in der Verbundzone Zementstein-Zuschlag entlang der Zuschläge infolge thermischer und hygrischer Inkompatibilität von Zementstein und Zuschlag.

Im folgenden wird versucht, die Bedeutung der genannten Effekte für Festigkeit und Kurzzeitverformung von bei unterschiedlichen Feuchtebedingungen temperierten Betonen zu diskutieren.

Die hier verwendeten Betone waren bei Temperierungsbeginn 150 d alt und mindestens die ersten 90 d feucht gelagert worden. Nach 90 d Feuchtlagerung kann nach / 39/ für Zemente wie PZ 35 F mit einem Hydratationsgrad  $m \approx 0,95$  gerechnet werden. Verschiedene Untersuchungen, s. z. B. / 52, 108/, ergaben, daß ab ca. 90 d das Betonalter einen signifikanten Einfluß auf die Betoneigenschaften nach thermischer Beanspruchung nicht mehr ausübt. Eine Aktivierung der Hydratation durch die erhöhte Temperatur kann also für reifen Beton wie er hier vorliegt, ungeachtet des Feuchtegehaltes bei Temperierungsbeginn i. w. ausgeschlossen werden.

Über das Auftreten hydrothermaler Zementstein-Zuschlag-Reaktionen und deren Bedeutung für die Zementsteinstruktur wurde in Abschn. 5.2 berichtet. Nun soll die mögliche Beteiligung hydrothermaler Prozesse an den festgestellten Veränderungen der mechanischen Betoneigenschaften diskutiert werden.

Im Beton mit kalzitischem Zuschlag können solche Reaktionen nicht stattfinden, wohl aber in wassersattem Beton mit Quarzkieszuschlag. Da sich die Druckfestigkeiten dieser Be-

tone nach einer Temperierung im wassersatten Zustand nicht signifikant voneinander unterscheiden, wie der Vergleich der Bilder 5.12 und 5.16 zeigt, üben die hydrothermalen Reaktionen im Beton "Q" demnach keine deutliche Wirkung auf die Festigkeit aus. Dies kann darauf zurückgeführt werden, daß die Reaktionen auf die Zuschlagkornoberflächen begrenzt sind, so daß nur örtliche Festigkeitssteigerungen bzw. verlustkompensierende Wirkungen möglich sind, die für die Betonfestigkeit anscheinend nicht durchschlagend sind. Bei geringerem Feuchtegehalt laufen im Beton "Q" keine oder nur sehr geringe hydrothermale Reaktionen ab (s. Abschn. 5.2): eine signifikante Wirkung auf die Festigkeit bleibt aus.

Die Reaktionen zwischen  $\text{Ca(OH)}_2$  und  $\text{SiO}_2$  sind zeitabhängige Prozesse. Da sich die Festigkeit innerhalb der 120tägigen Temperierung des quarzitäen Betons unter Wasser nicht temperierungszeitabhängig verändert, und innerhalb dieses Zeitraumes der überwiegende Teil der Reaktionen ablaufen soll /157/, ist auch nach längerer Temperierung nicht mit weiteren Reaktionen zu rechnen. Die Gegenüberstellung zahlreicher Versuchsergebnisse in /158/ hat erbracht, daß bis  $125^\circ\text{C}$  in Beton mit quarzitäem Sand noch freies  $\text{Ca(OH)}_2$  verbleibt, da nur geringe Mengen  $\text{SiO}_2$  in Lösung gehen.

Die zur vollständigen  $\text{Ca(OH)}_2$ -Aufzehrung führende Wasserlagerung des flugaschehaltigen Betons wirkt sich hingegen sehr deutlich auf die Festigkeit aus. Sowohl die Druckfestigkeit (Bild 5.18) als auch die Spaltzugfestigkeit (Bild 5.20) zeigen mit zunehmender Temperierungsdauer einen deutlichen Anstieg. Auch bei 95 % r. F. haben die hydrothermalen Reaktionen im FA-Beton noch signifikante Verbesserungen der Druck- und Zugfestigkeit zur Folge, allerdings weniger ausgeprägt. In Abschn. 5.2 wurde ausgeführt, daß die feine Verteilung und die große Oberfläche des  $\text{SiO}_2$  der Flugasche im Zementsteingefüge für die weitgehende Umsetzung des  $\text{Ca(OH)}_2$  verantwortlich sind.

Für die Festigkeitsänderungen des quarzitisches und kalzitisches Betons müssen also vor allem Veränderungen des Porenraums, des Spaltdrucks und der Oberflächenenergie in der Zementsteinmatrix, sowie Inkompatibilitäten der Komponenten Zementstein und Zuschlag verantwortlich sein.

Infolge der in Abschn. 5.2 gezeigten Vergrößerung des Kapillarporenraums, die für alle untersuchten Feuchtegehalte eintrat, verliert die Zementsteinmatrix an Festigkeit. Dies ist bereits nach wenigen Tagen abgeschlossen. Veränderungen der Oberflächenkräfteverhältnisse im Zementstein (Oberflächenenergie, Spaltdruck) treten nur in Verbindung mit Feuchteänderungen ein. Das gilt auch für eventuelle Gefügeschädigungen durch hygri-sche Inkompatibilität der Betonkomponenten.

So ist zu schließen, daß für die Festigkeitsminderungen wassersatten Betons ohne Flugaschezugabe vorrangig Veränderungen der Kapillarporenstruktur des Zementsteins sowie Mikrorißbildung infolge Differenzen der thermischen Ausdehnungen von Zementstein und Zuschlag (s. Abschn. 5.1) verantwortlich sein müssen. Dieser Schluß wird dadurch erhärtet, daß die Druck- und Spaltzugfestigkeit sich als i. w. unabhängig von der Temperierungsdauer erwiesen haben.

Bei trocknender Temperierung (65 und 95 % r. F.) ist die Festigkeit von der Temperierungsdauer abhängig. Diese Abhängigkeit stellt sich deutlich als Abhängigkeit vom Feuchtegehalt zum Prüfzeitpunkt dar (Bild 5.14 und 5.21).

Der Anstieg der Druckfestigkeit erfolgt am intensivsten im Feuchtebereich unterhalb von 3 M.-%. Dieser Feuchtebereich entspricht bei den verwendeten Betonen ca. 50 % des insgesamt bei 105 °C verdampfbaren Wassers gesättigten Betons. Nach den in Abschn. 2.1.3 ausgeführten Vorstellungen zur Wasserbindung im Porenraum erfolgt der stärkste Druckfestigkeitsanstieg somit in jenem Feuchtebereich, in dem das sog. kapillarkondensierte Wasser bereits entfernt ist und nunmehr

das in multimolekularen Schichten adsorptiv gebundene Wasser abgebaut wird. Also ist für den Anstieg neben dem mit abnehmendem Feuchtegehalt zwischen 100 und 50 % des verdampfenden Wassers abnehmenden Spaltdruck des Wassers vor allem die Erhöhung der Oberflächenenergie bei geringen Feuchtegehalten verantwortlich, die mittels Kompression des Gelgerüsts zur Festigkeitserhöhung führt.

Mit fortschreitender Trocknung werden sich thermisch bedingte Mikrorisse vornehmlich in der Kontaktzone vergrößern bzw. fortpflanzen. Dies scheint aber die Druckfestigkeit nicht spürbar zu beeinträchtigen, wie daraus zu schließen ist, daß der trockenungsbedingte "Erholungseffekt" für temperierten Beton und Beton bei 20 °C annähernd gleich verläuft (Bild 5.14).

Die Spaltzugfestigkeit zeigt eine zur Druckfestigkeit gegenseitige Abhängigkeit vom Trocknungsvorgang. Legt man den Änderungen beider Festigkeiten die gleichen, oben ausgeführten Ursachen zugrunde, so kann diese Gegenseitigkeit anhand unterschiedlicher Auswirkungen des gleichen Phänomens der inneren Ribbildung interpretiert werden. Mikroribbildung in der Kontaktzone Zementstein-Zuschlag im Zuge der Trocknung schädigt die Zugfestigkeit stärker als die Druckfestigkeit; durch die Verminderung der lasttragenden Flächen und möglicherweise bruchauslösende Kerbspannungen. Der Einfluß der Mikroribbildung auf die Zugfestigkeit ist anscheinend deutlich größer als jener der Oberflächenenergiezunahme.

Ein Indiz für die Richtigkeit dieser Überlegungen könnte sein, daß in der Literatur für unversiegelt temperierten Beton immer höhere Zugfestigkeitsverluste beobachtet wurden als für versiegelten Beton (Bild 3.4 und 3.5), während Pihlajavaara /130/ an Mörtel (Größtkorndurchmesser 1,7 mm), der bekanntlich geringere Gefügeeigenschaften infolge Schwindens als Beton entwickelt, eine mit abnehmendem Feuchtegehalt ansteigende Zugfestigkeit registrierte.

Die Aussagen in der Literatur zur Bedeutung der Betonfeuchte für den Elastizitätsmodul nach thermischer Beanspruchung sind teilweise widersprüchlich (s. Abschn. 3.3). Es gilt als gesichert, daß der Elastizitätsmodul bei Normaltemperatur mit abnehmender Feuchte sinkt. Die eigenen Ergebnisse bestätigen das sowohl für 20 °C als auch nach einer Temperierung (Bild 5.24). Als Ursache ist insbesondere die Mikrorißbildung infolge der erläuterten thermischen und hygri-schen Unverträglichkeit anzuführen. Die Abnahme des Elastizitätsmoduls ist damit der Ausdruck der Verweichung des Anfangsbereiches der Spannung-/Dehnungsbeziehung durch Mikrorißbildung.

Zyklische Temperierung führt gegenüber langfristig stationärem Klima nicht zu grundsätzlich unterschiedlichen Ergebnissen für die mechanischen Betonkennwerte. Unter Zugrundelegung der vorstehend erläuterten Ursachen für Kennwertveränderungen ist dies einleuchtend. Als entscheidende Parameter erwiesen sich die Maximaltemperatur und die Feuchteverhältnisse bzw. der Trocknungsfortschritt. Beide Parameter werden durch eine zyklische Klimaeinwirkung nicht prinzipiell berührt, allenfalls in ihrer zeitlichen Wirkung.

### 5.3.5 Zusammenfassung

Die Druckfestigkeit, die Spaltzugfestigkeit und der Elastizitätsmodul von Beton werden durch erhöhte Temperatur bis 90 °C in verschiedener, zum Teil sogar gegensätzlicher Weise verändert. Dem Feuchtegehalt kommt dabei eine entscheidende Bedeutung zu. Der Einfluß der Zuschlagart, der Einfluß zyklischer gegenüber stationärer Klimaeinwirkung und zum Teil auch der Einfluß der Bindemittelart sind vergleichsweise nur sekundär. Die für die Veränderungen der mechanischen Kenngrößen verantwortlichen Ursachen, wie hydrothermale Zementstein-Zuschlagreaktionen, Vergrößerung der Kapillarporenstruktur, Mikrorißbildung infolge thermischer und hygri-scher Inkompatibilität der Komponenten, sowie Änderungen von

Oberflächenenergie und Spaltdruck im Zementstein werden in Abhängigkeit von den Versuchsparametern diskutiert und können den beobachteten Effekten zugewiesen werden. Diese Zuweisung erfolgt auf Basis plausibler Erklärungen; die quantitative Beteiligung einzelner Mechanismen ist mit den heutigen Kenntnissen noch nicht zu deuten.

#### 5.4 Versuchsergebnisse zur Betontrocknung

##### 5.4.1 Einfluß der Temperaturhöhe und der Umgebungsfeuchte

In den Bildern 5.27 und 5.28 ist die zeitliche Entwicklung der mittleren Feuchte von Betonscheiben (s. Abschn. 4.2.2) aus Beton "Q" infolge stationärer Klimatisierung dargestellt. Die mittlere Betonfeuchte  $u_m$  ergibt sich durch Bezug des Wassergehaltes auf das Betontrockengewicht nach Gl. (2.11). Die Trocknungskurven für 20 °C wurden bereits während der Konditionierung gemessen; im Anschluß wirkte die erhöhte Temperatur ein.

Mit zunehmender Temperatur und abnehmender Umgebungsfeuchte wächst die anfängliche Trocknungsgeschwindigkeit, und es stellt sich innerhalb des Beobachtungszeitraumes anscheinend ungefähres hygrisches Gleichgewicht ein.

##### 5.4.2 Einfluß zyklischer Klimatisierung

Aus Bild 5.29 wird deutlich, daß bei zyklischer Klimatisierung, bestehend aus jeweils 7tägigen Zeitfolgen bei 20 °C und 90 °C, der erste 90 °C-Abschnitt den entscheidenden Feuchteverlust verursacht. Nachfolgend führen Zeitabschnitte bei 20 °C zur Wasseraufnahme und Zeitabschnitte bei 90 °C zur Entfernung etwa dieser wiederaufgenommenen Wassermenge. Im Vergleich zu der Wassermenge, die während des ersten 90 °C-Abschnittes aus den Probekörpern entweicht, ist diese Wassermenge für die untersuchten geometrischen und klimatischen Verhältnisse jedoch gering.

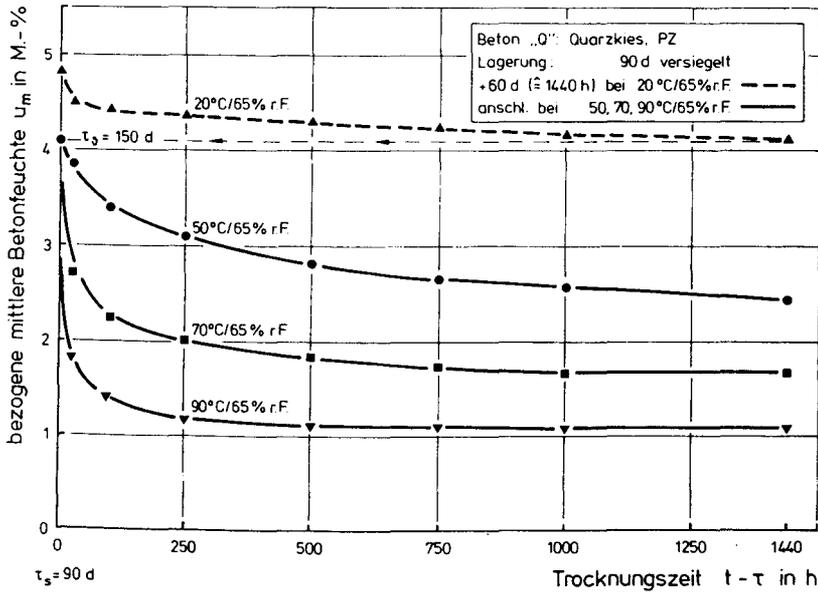


Bild 5.27: Austrocknung von Beton "Q" während der Konditionierung und im Versuch für 65 % r. F.

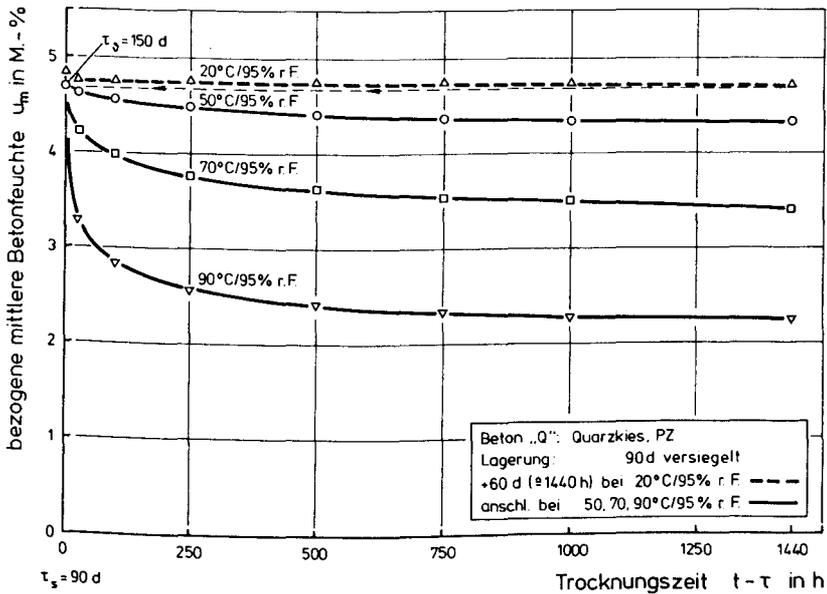


Bild 5.28: Austrocknung von Beton "Q" während der Konditionierung und im Versuch für 95 % r. F.

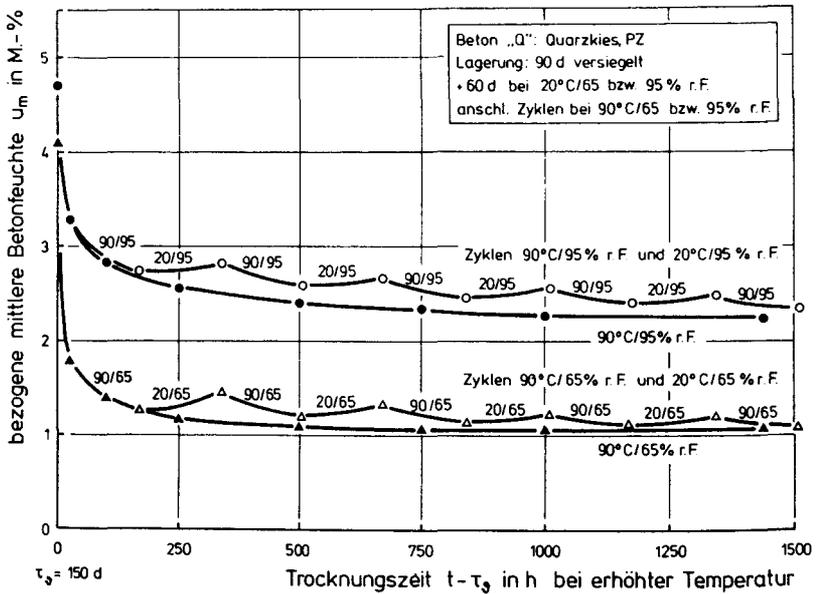


Bild 5.29: Austrocknung von Beton "Q" infolge zyklischer Klimatisierung

#### 5.4.3 Einfluß der Zuschlagart und der Bindemittelart

Trocknungsversuche an den hinsichtlich Zuschlag- und Bindemittelart variierten Betonen "K", "HOZ" und "FA" erbrachten Ergebnisse, die sich im Rahmen der Meßwertstreuungen nicht signifikant von den vorgestellten Ergebnissen für den PZ-gebundenen Beton "Q" unterschieden. Auf die Darstellung im einzelnen wird hier deshalb verzichtet.

#### 5.4.4 Beschreibung der zeitlichen Trocknungsentwicklung

Um die zeitliche Entwicklung der Trocknung in Abhängigkeit von der Temperatur und den Feuchtebedingungen zu beschreiben, werden die gemessenen, massebezogenen Feuchtegehalte auf das beim angelegten Klima insgesamt verdampfbare Wasser einer Probe bezogen:

$$u'_m = \frac{W_m(t, \vartheta) - W_\infty(\vartheta)}{W_0 - W_\infty(\vartheta)} \quad [-] \quad (5.5)$$

Darin ist  $W_m(t, \vartheta)$  der Feuchtegehalt einer Probe zum Zeitpunkt  $t$ ,  $W_\infty(\vartheta)$  ist der Gleichgewichtswassergehalt gemäß Gl. (2.16) für das angelegte, trocknungsinduzierende Klima und  $W_0$  ist der Ausgangswassergehalt bei Trocknungsbeginn.

In den Bildern 5.30 und 5.31 sind die Ergebnisse der Trocknungsversuche am Beton "Q" auf diese Weise dargestellt. Man sieht, daß sich bei 70 und 90 °C/65 % r. F. innerhalb des Beobachtungszeitraumes etwa hygrisches Gleichgewicht einstellt, dies bei der höheren Umgebungsfeuchte  $\varphi = 95$  % r. F. und somit geringerer Konzentrationsdifferenz zwischen Probekörper und Umgebungsluft jedoch nicht der Fall ist.

Bažant und Najjar / 13/ haben den Feuchtetransport als Diffusionsvorgang mit feuchte- und temperaturabhängigem Diffusionskoeffizienten formuliert, wie in Abschn. 2.2.2 beschrieben wurde. Unter Verwendung ihres Diffusionskoeffizienten gemäß Gln. (2.25 bis 2.27) und der Temperaturabhängigkeit der Sorptionsisothermen nach den Gln. (2.13 bis 2.15) sowie der Nomogramme in / 13/ wurde der Diffusionsvorgang für die vorliegenden Material-, Geometrie- und Klimaverhältnisse berechnet. Der Berechnung wurden folgende Voraussetzungen zugrunde gelegt: Der Hydratationsgrad beträgt  $m = 0,90$  und bleibt konstant, die Temperatur ist über den Querschnitt konstant und stationär, die Feuchteabgabe erfolgt nur über die Zylindermantelfläche, in der Zylinderachse ist der

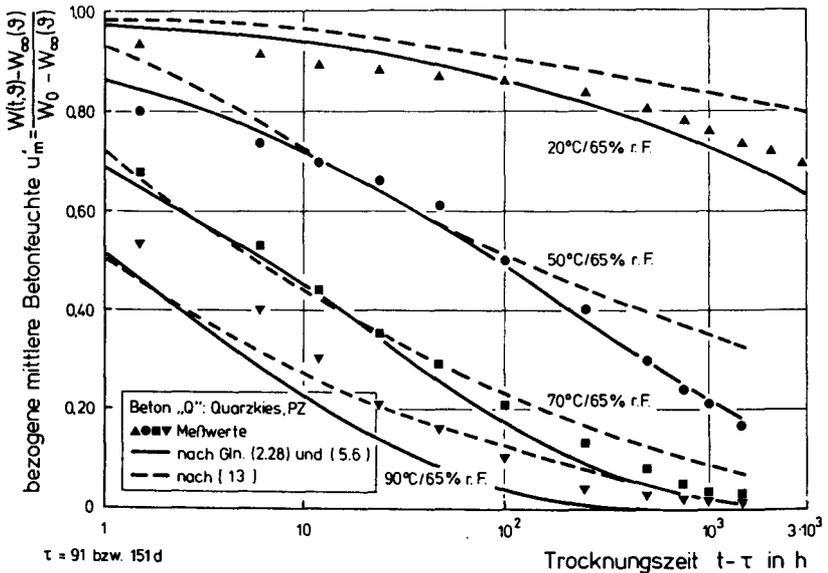


Bild 5.30: Gemessener und nach verschiedenen Verfahren errechneter, zeitlicher Trocknungsverlauf von Beton "Q" für 65 % r. F.

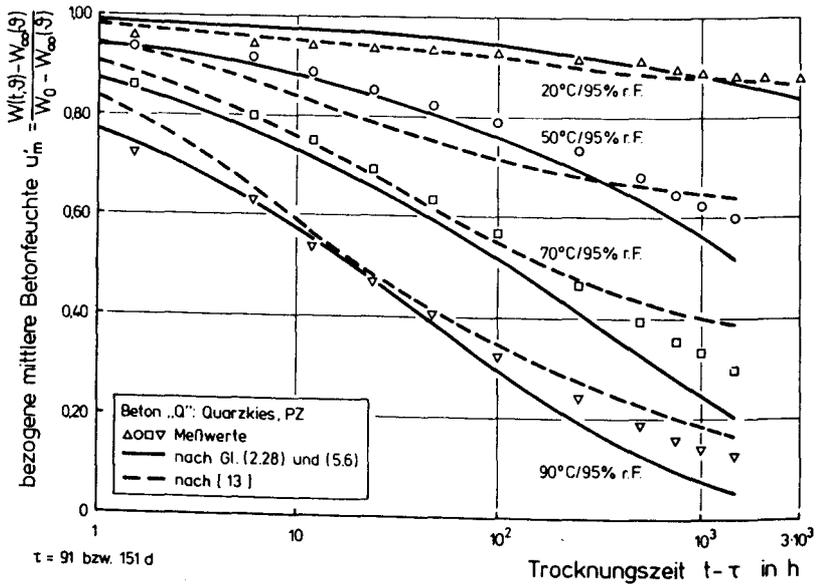


Bild 5.31: Gemessener und nach verschiedenen Verfahren errechneter, zeitlicher Trocknungsverlauf von Beton "Q" für 95 % r. F.

Feuchtegradient gleich Null und an der Zylinderoberfläche fällt die Betonfeuchte bei Trocknungsbeginn spontan auf die Gleichgewichtsfeuchte zum Umgebungsklima ab. Das Ergebnis ist in den Bildern 5.30 und 5.31 mittels gestrichelter Linien dargestellt.

In Abschn. 2.2.2 wurde ein Näherungsverfahren von Hilsdorf / 73/ zur Berechnung der Betontrocknung bei Normaltemperatur beschrieben, s. Gl. (2.28 bis 2.31). Der Einfluß erhöhter Temperatur auf den Transportkoeffizienten wurde von ihm nicht untersucht.

Die thermische Aktivierung von Transport- und Deformationsvorgängen kann nach den Erkenntnissen zahlreicher Forscher, z. B. / 38, 85, 173/, am zutreffendsten durch den Arrhenius-Ansatz der Reaktionskinetik erfaßt werden. Ändert sich das Betongefüge nicht in Abhängigkeit von der Temperatur und Zeit, so genügt ein Wert für die Aktivierungsenergie zur Beschreibung des Betonverhaltens in Funktion von der Temperatur /173/. Für reifen Beton wie den hier verwendeten kann das näherungsweise angenommen werden. Bažant / 13, 17/ fand bei der Auswertung von Trocknungsversuchen im Temperaturbereich bis ca. 100 °C den in Gl. (2.26) eingeflossenen mittleren Wert für die Aktivierungsenergie des Diffusionsvorganges.

Führt man die Temperaturabhängigkeit des Diffusionskoeffizienten nach Bažant in Hilsdorf's Formulierung des Transportkoeffizienten in Abhängigkeit von der Zementsteinporosität und der Umgebungsfeuchte [Gl. (2.31)] ein, so ergibt sich:

$$\alpha(\vartheta) = \frac{1,75}{100} \sqrt{1-\varphi} \frac{1+15\left(\frac{W_0}{Z}-0,4\right)^2}{m} \frac{T}{T_0} e^{[4680\left(\frac{1}{T_0}-\frac{1}{T}\right)]} \quad (5.6)$$

Mit diesem Ansatz des Transportkoeffizienten wurde nach Hilsdorf's Näherungsmethode / 73/ die zeitliche Entwicklung der Betonfeuchte für die durchgeführten Versuche nachgerechnet. Das Ergebnis ist in den Bildern 5.30 und 5.31 mittels durchgezogener Linien dargestellt. Die für erhöhte Tempera-

tur erweiterte Näherungsmethode liefert demnach ebenso gute Übereinstimmung mit den gemessenen mittleren Probekörperfeuchtegehalten wie der vergleichsweise aufwendige, nichtlineare Diffusionsansatz.

#### 5.4.5 Zusammenfassung

Mit zunehmender Temperatur und abnehmender Umgebungsfeuchte wächst die Trocknungsgeschwindigkeit. Für die untersuchten klimatischen und geometrischen Verhältnisse stellt sich innerhalb des Beobachtungszeitraumes von 60 Tagen teilweise etwa das hygrische Gleichgewicht ein. Die Zuschlagart und die Bindemittelart beeinflussen den Trocknungsgang nicht signifikant. Die zeitliche Entwicklung der mittleren Probe-feuchte kann mit einem einfachen Näherungsverfahren unter Verwendung eines von der Temperatur, der Zementsteinporosität und der Umgebungsfeuchte abhängigen Transportkoeffizienten ebenso zutreffend beschrieben werden wie mit einem nichtlinearen Diffusionsansatz.

### 5.5 Versuchsergebnisse zum Betonschwinden

#### 5.5.1 Einfluß der Temperaturhöhe und der Umgebungsfeuchte

Die Bilder 5.32 und 5.33 zeigen die Entwicklung der Schwinddehnung der Versuchskörper aus Beton "Q" für stationäre Klimatisierung über der Trocknungszeit. Dargestellt sind die Schwinddehnung bei 20 °C während der Konditionierungslagerung und die Schwinddehnung während der anschließenden Versuchsphase bei erhöhter Temperatur.

Infolge erhöhter Temperatur wächst die anfängliche Schwinddehnungsgeschwindigkeit und es wird, insbesondere bei 70 und 90 °C/65 % r. F., im Beobachtungszeitraum von 60 d etwa die Endschwinddehnung erreicht. Die Endsschwinddehnung ist offensichtlich von der Temperaturhöhe und vom Feuchtegehalt abhängig.

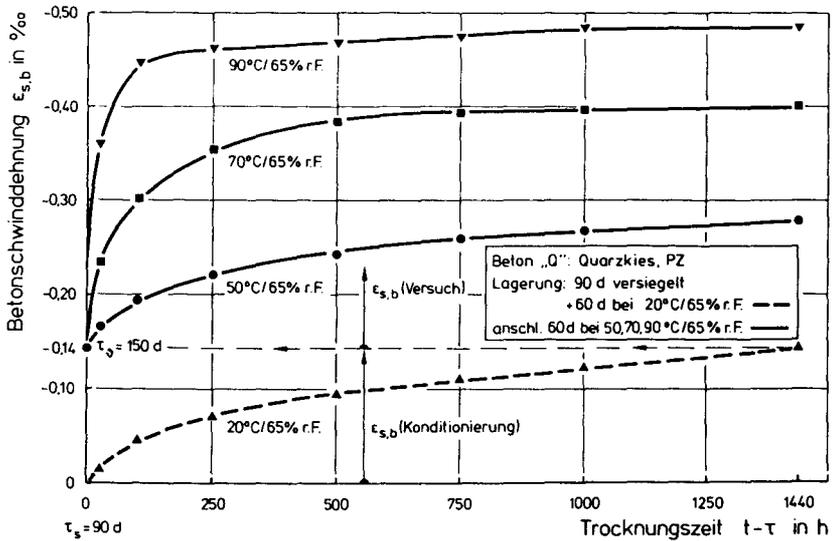


Bild 5.32: Schwinddehnung von Beton "Q" während der Konditionierung und im Versuch für 65 % r. F.

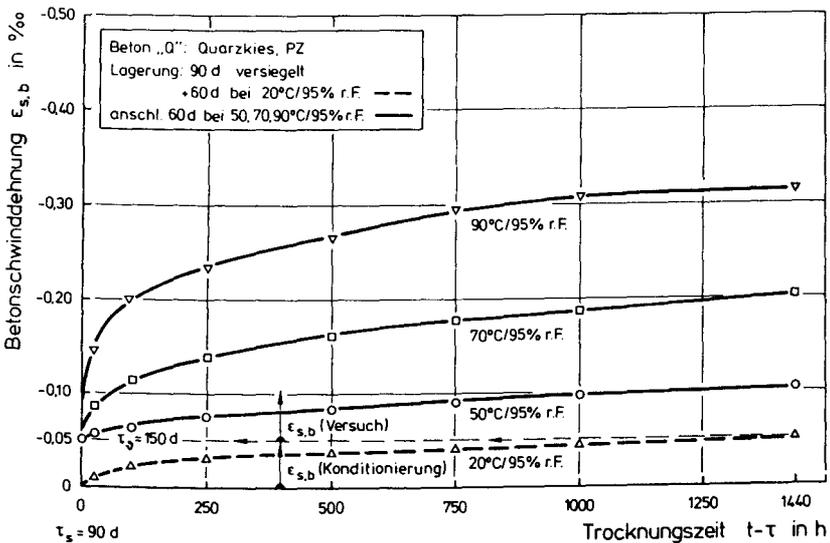


Bild 5.33: Schwinddehnung von Beton "Q" während der Konditionierung und im Versuch für 95 % r. F.

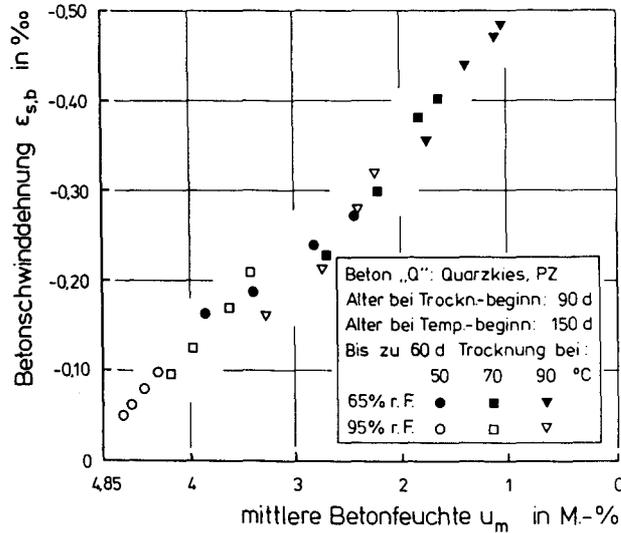


Bild 5.34: Zusammenhang zwischen Schwindverformung und Wasserverlust von Beton "Q" bei erhöhter Temperatur nach 24, 100, 500 und 1440 h Trocknungsdauer

Trägt man die Schwinddehnung in Abhängigkeit von der Betonfeuchte zum jeweils betrachteten Zeitpunkt auf, so ergibt sich für die untersuchten thermischen und hygrischen Bedingungen die in Bild 5.34 dargestellte Beziehung. Es wurden die Schwinddehnungen und die Betonfeuchten nach 1, 4, 20 und 60 d Temperierung verwendet. Im untersuchten klimatischen Bereich sind also das Schwinden und die Austrocknung in guter Näherung linear miteinander verknüpft.

### 5.5.2 Einfluß zyklischer Temperierung

Bild 5.35 zeigt, daß zyklische Klimatisierung, bestehend aus jeweils 7tägigen Zeitfolgen bei 20 °C und 90 °C, in Höhe und zeitlicher Entwicklung vergleichbares Schwinden erzeugt wie stationäre Klimatisierung. Der erste 90 °C-Zeitabschnitt verursacht die entscheidende Schwinddehnung, während die nachfolgenden 90 °C-Abschnitte nur noch vergleichsweise geringes Schwinden verursachen. In den 20 °C-Abschnitten bleibt die Schwinddehnung etwa konstant, obwohl die Probekörper Feuchte aufnehmen, wie aus Bild 5.29 hervorgeht. Hier zeigt sich die Irreversibilität eines großen Teiles des Betonschwindens, die vor allem auf die Mikrorißbildung im Zementstein infolge der hygri-schen Inkompatibilität der Betonkomponenten und die Sorptions-/Desorptions-hysterese des Zementsteins (vgl. Abschn. 2.1.4) zurückzuführen ist.

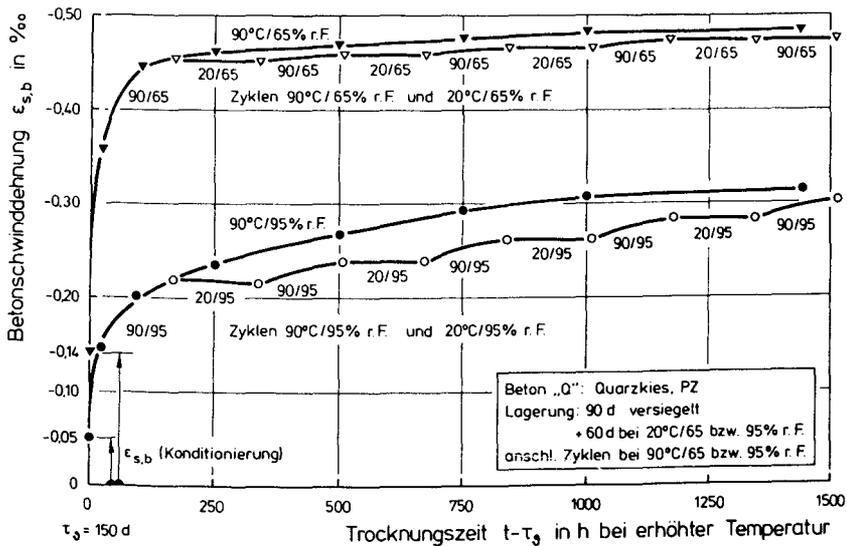


Bild 5.35: Schwinddehnung von Beton "Q" infolge zyklischer Klimatisierung

### 5.5.3 Einfluß der Zuschlagart und der Bindemittelart

Ebenso wie für die Trocknung (Abschn. 5.4.3), sind auch für das Schwinden die Parameter Zuschlagart und Bindemittelart nicht signifikant. Die Ergebnisse werden deshalb nicht im einzelnen dargestellt. Für üblich zusammengesetzte Konstruktionsbetone, deren Wasserzementwerte ja innerhalb enger Grenzen liegen und deren Zuschläge sich hinsichtlich E-Modul und Dichtigkeit nur wenig unterscheiden, erscheinen also die für Normaltemperatur in die Vorschriften / 30, 42/ eingeflossenen diesbezüglichen Vereinfachungen bzw. Vernachlässigungen /147/ auch für den untersuchten Bereich erhöhter Temperatur gerechtfertigt.

### 5.5.4 Zusammenfassung

Die Schwindverformung entwickelt sich hinsichtlich ihres zeitlichen Fortganges und ihrer Größe affin zur Betontrocknung. Zyklische Klimatisierung, die Zuschlagart und die Bindemittelart üben gegenüber der Temperatur und Feuchte untergeordneten Einfluß aus.

## 5.6 Versuchsergebnisse zum Betonkriechen

### 5.6.1 Phänomenologische Beschreibung der Versuchsergebnisse

Das prinzipielle, phänomenologische Ergebnis eines Kriechversuchs unter konstanter Druckspannung im sog. Einstufenversuch für den Fall stationär erhöhter Temperatur ist in Bild 5.36 dargestellt. Es unterscheidet sich vom Ergebnis eines entsprechenden Kriechversuchs bei Normaltemperatur grundsätzlich nur durch die außerhalb des Beobachtungszeitraums der zeitabhängigen Verformungen erfolgende Aufheizung auf die konstante Versuchstemperatur und die Wiederabkühlung.

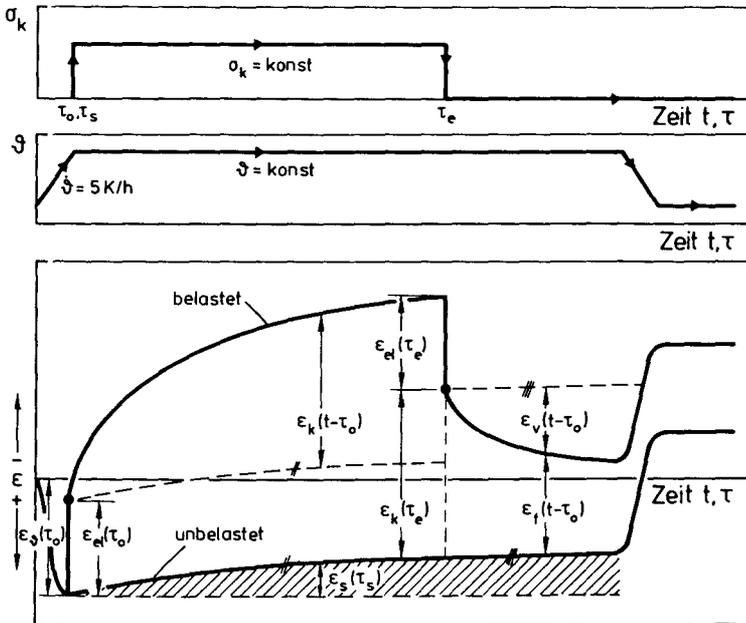


Bild 5.36: Ablauf und Verformungsanteile eines Kriechversuchs bei stationär erhöhter Temperatur

Bei der Aufheizung auf die Versuchstemperatur entwickelt sich zunächst nur die thermische Dehnung  $\epsilon_{\vartheta}(\tau_0)$ . Schwinden während der Aufheizung wird durch Steuerung der Luftfeuchtigkeit in der Klimakammer entsprechend der Ausgangsfeuchte des Probekörpers unterbunden. Erst nach Erreichen der Versuchstemperatur wird die für den jeweiligen Versuch vorgesehene Feuchte eingestellt. An einem unbelasteten Körper wird die Schwinddehnung  $\epsilon_s$  gemessen. Die Kriechverformung im Zeitraum  $\tau_0 < t < \tau_e$  setzt sich zusammen aus:

$$\epsilon_k(t-\tau_0) = \epsilon_{ges}(t-\tau_0) - \epsilon_s(t-\tau_s) - \epsilon_{el}(\tau_0) \quad (5.7)$$

Wird der Probekörper zuerst belastet und anschließend auf die Versuchstemperatur aufgeheizt (instationärer Temperaturfall), so entwickeln sich bereits während des Aufheizvorgangs Kriechverformungen. Bild 5.37 zeigt das phänomenologische Ergebnis eines derartigen Kriechversuchs bei instationärer Temperatur. Anders als im Kriechversuch bei stationär einwirkender Temperatur ist die Kriechverformung nicht direkt anschaulich ablesbar, sondern muß zunächst um die thermische Dehnung  $\epsilon_g(\tau_0)$  eines unbelasteten Körpers korrigiert werden:

$$\epsilon_k(t-T_0) = \epsilon_{ges}(t-T_0) - \epsilon_s(t-T_s) - \epsilon_{el}(T_0) + \epsilon_g(T_0) \quad (5.8)$$

#### 5.6.2 Einfluß der Temperaturhöhe und der Umgebungsfeuchte

Bild 5.38 zeigt Ergebnisse der Kriechversuche an PZ-gebundenem Beton mit quarzitischem Zuschlag (Beton "Q") für den stationären Temperaturfall. Mit zunehmender Temperatur steigt für alle hygrischen Bedingungen die Kriechdehnung an. Für die Existenz einer Temperatur mit maximaler Kriechdehnung liegen Anhaltspunkte nicht vor; im untersuchten Temperaturbereich gilt  $d\epsilon_k/d\vartheta > 0$ . Nach 40tägiger Belastung weisen die Kriechverformungen bei 90 °C etwa den 3- bis 3,5fachen Wert gegenüber 20 °C auf.

Bei 65 % r. F. temperierte Probekörper zeigen nach etwa 10- bis 20tägiger Belastung abklingende Kriechgeschwindigkeit infolge sich verringernder Trocknungsgeschwindigkeit (vgl. Abschn. 5.4). Obwohl dies weniger ausgeprägt auch für die Probekörper bei 95 % r. F. gilt, ist in diesem Fall noch keine deutliche Verringerung der Kriechgeschwindigkeit zu beobachten. Demnach verursacht die geringere Trocknung bei 95 % r. F. nur einen kleinen Beitrag zum Trocknungskriechen, während sich das Grundkriechen bei dieser Feuchte nur vergleichsweise wenig vom Grundkriechen wassergesättigten Betons unterscheidet.

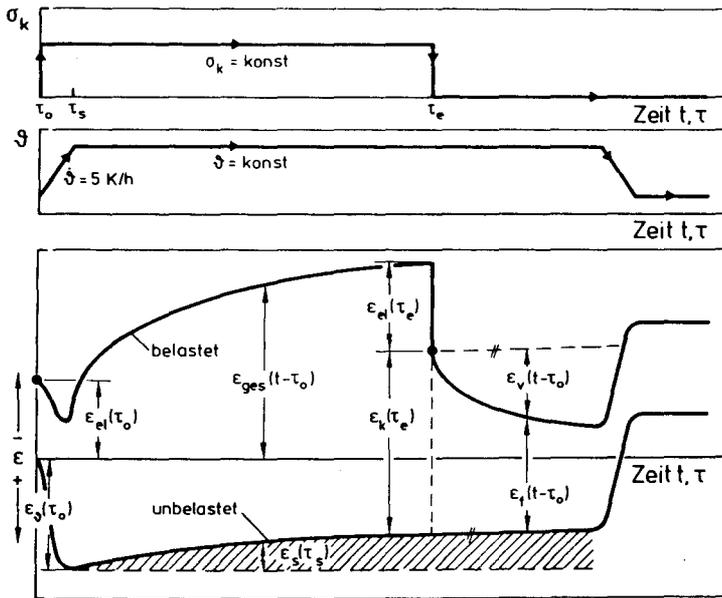


Bild 5.37: Ablauf und Verformungsanteile eines Kriechversuchs bei instationär erhöhter Temperatur

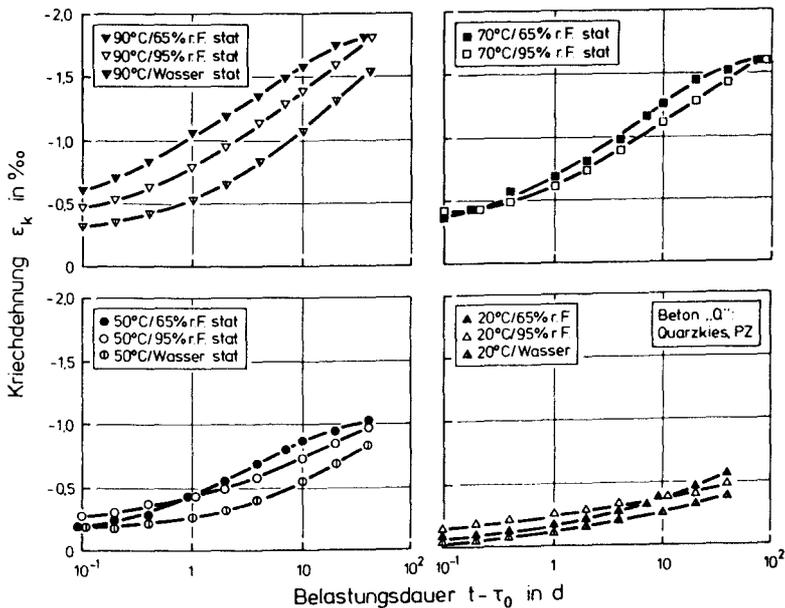


Bild 5.38: Kriechdehnungen von Beton "Q" bei erhöhter stationärer Temperatur

### 5.6.3 Einfluß der Abfolge von Temperatur und Last

Erfolgt die Aufheizung auf die Versuchstemperatur in bereits belastetem Zustand (Fall "instat."), so ist die Kriechgeschwindigkeit während der Aufheizung und 1 bis 2 Tage danach gegenüber dem temperaturstationären Fall "stat." deutlich erhöht, wie aus Bild 5.39 für Beton "Q" hervorgeht. Im Anschluß scheint die Kriechgeschwindigkeit für beide Fälle etwa gleich groß zu sein.

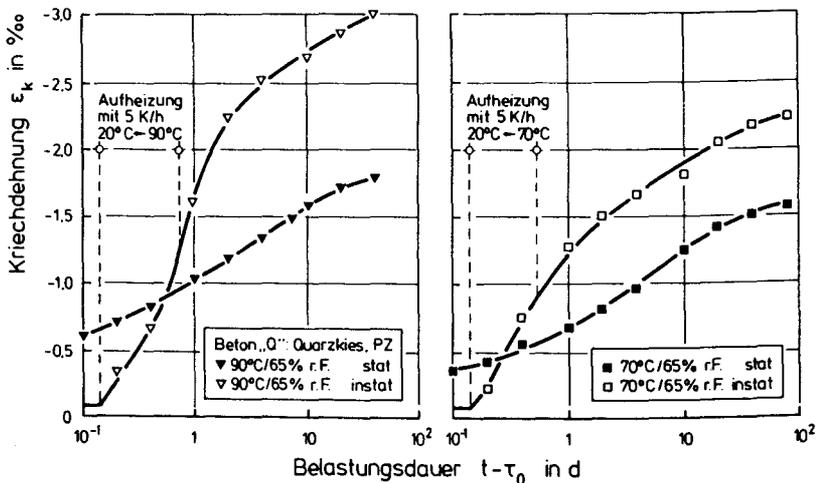


Bild 5.39: Gegenüberstellung der Kriechdehnungen von Beton "Q" für stationär und instationär erhöhte Temperatur

Trägt man die Differenz der Kriechdehnungen für beide Versuchsarten über der Belastungsdauer auf, so ergeben sich nach 2tägiger Belastung für alle untersuchten Klimata näherungsweise horizontale Plateaus, die bestätigen, daß die Kriechgeschwindigkeit in beiden Fällen gleich groß ist (Bild 5.40). Je höher die Temperatur ist, auf die aufgeheizt wird, desto höher ist auch die zusätzliche Kriechverformung.

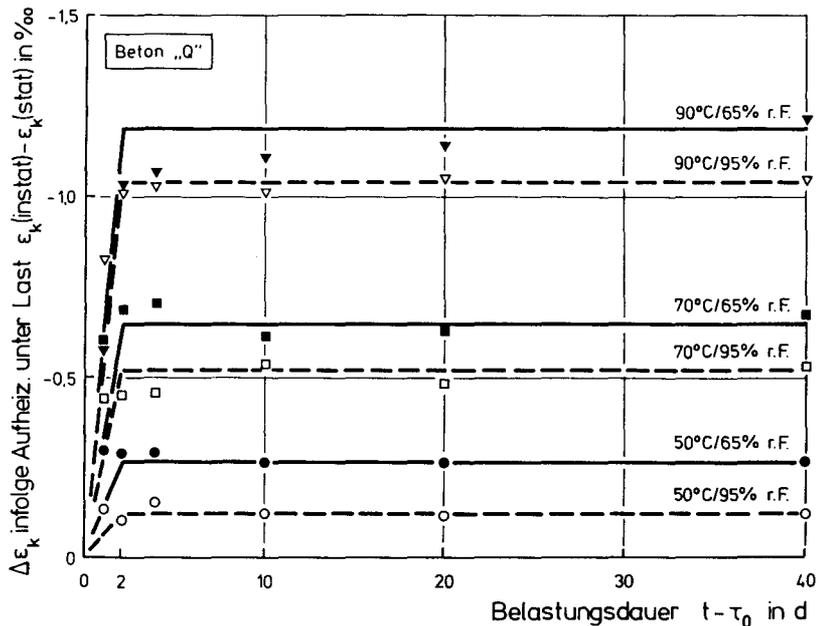


Bild 5.40: Kriechdehnungen von Beton "Q" infolge Aufheizung unter Last (instationäre Temperatur)

Die Ursachen der Kriechbeschleunigung infolge Aufheizung unter Last sind noch weitgehend ungeklärt. Man vermutet, daß mehrere Ursachen verantwortlich sind: Zum einen wird die zur Mikrorißbildung führende thermische Inkompatibilität von Zuschlag und Zementstein genannt, die sich als Verformung während der Aufheizung äußert. Hierfür spricht die Beobachtung, daß die Kriecherhöhung ein additiver, vor allem von der Temperaturhöhe abhängiger und von der Belastungsdauer i. w. unabhängiger Verformungsanteil ist. Diese Hypothese wird außerdem dadurch erhärtet, daß die zusätzliche Verformung bei 65 % r. F. stets größer ist als bei 95 % r. F., also einhergeht mit der Größe der Differenz der thermischen Dehnzahlen von Zuschlag und Zementstein (vgl. Abschn. 5.1).

Zum anderen soll innerer Wassertransport verantwortlich sein, der im Vergleich zur Trocknung durch Diffusion sehr rasch abläuft und insbesondere auf die große thermische Vo-

lumendehnung des Wassers zurückzuführen ist. Dadurch wird der Spaltdruck im Gel rasch abgebaut und die Oberflächen nähern sich einander. Während der Umlagerung kann das Wasser als Gleitmittel dienen, so daß die Verformungsgeschwindigkeit wächst.

#### 5.6.4 Verzögert elastische Verformung

Bild 5.41 zeigt Versuchsergebnisse zur verzögert elastischen Verformung von Beton "Q" nach der Entlastung. Eine signifikante Abhängigkeit der Größe und des Verlaufs von der Temperatur und vom Feuchtegehalt ist im Rahmen der Versuchsstreuungen nicht feststellbar.

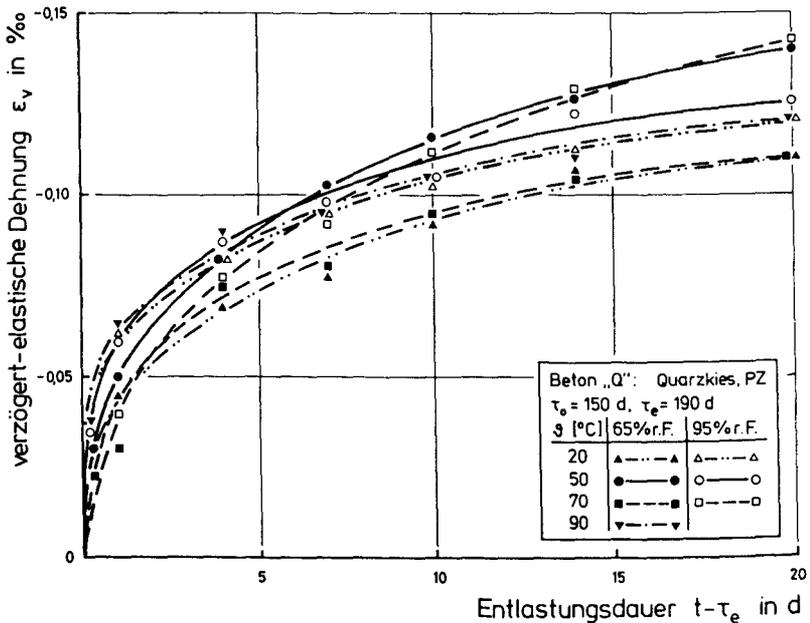


Bild 5.41: Gemessene verzögert elastische Dehnungen von Beton "Q"

### 5.6.5 Einfluß zyklischer Temperierung

In Bild 5.42 sind die Kriechverformungen von Beton "Q" infolge zyklischer Temperierung, bestehend aus jeweils 7tägigen Zeitfolgen bei 20 °C und 90 °C, jenen infolge konstant einwirkenden 90 °C für den Fall der Aufheizung unter Last gegenübergestellt. Die erstmalige Aufheizung auf die Versuchstemperatur verursacht den entscheidenden Kriechzuwachs. Bei jeder folgenden Aufheizung ist zwar eine Kriechaktivierung zu beobachten, sie ist aber vergleichsweise klein und klingt rasch auf die Kriechgeschwindigkeit des permanent temperierten Betons ab. Infolge Abkühlung und in den nachfolgenden Zeitabschnitten bei 20 °C entsteht nahezu kein meßbarer Kriechzuwachs. Die Entwicklung der Kriechverformung bei zyklischer Klimatisierung läßt schließen, daß auch nach längerer Belastung ein Anstieg der Kriechverformung über jene bei permanenter Temperierung nicht zu erwarten ist.

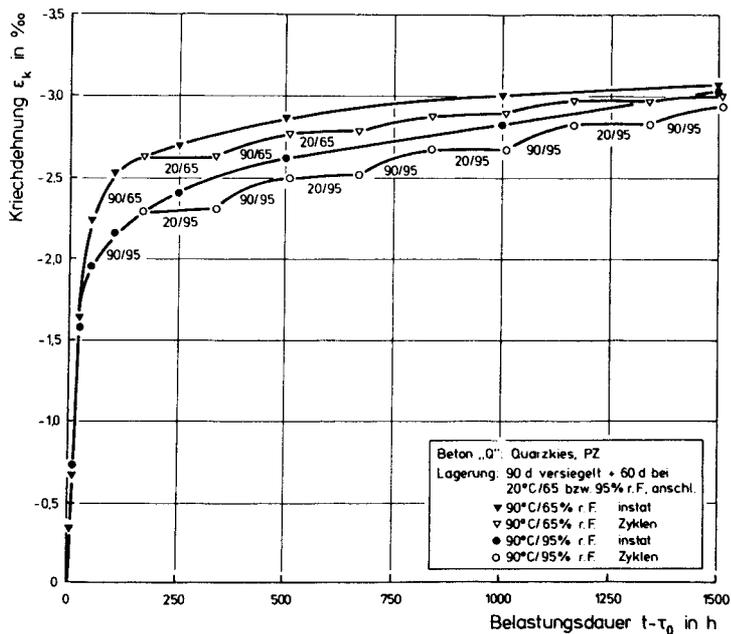


Bild 5.42: Kriechdehnung von Beton "Q" infolge zyklischer Klimatisierung

### 5.6.6 Einfluß der Zuschlagart und der Bindemittelart

Die Kriechdehnung des Betons "K" mit kalzitischem Zuschlag ist für alle untersuchten Klimavariationen größer als diejenige des Betons "Q" mit quarzitischem Zuschlag, der ansonsten identisch zusammengesetzt ist. Als Beispiel zeigt Bild 5.43 a die Gegenüberstellung für 90 °C/65 % r. F. stat. und für 70 °C/95 % r. F. stat..

Als Erklärung für das höhere Kriechen des Kalksteinbetons ist der geringere E-Modul des kalzitischen Zuschlags gegenüber dem des quarzitischem Zuschlags anzuführen. Hierdurch werden der Zementsteinmatrix im Kalksteinbeton größere Lastanteile übertragen.

Bezieht man die Kriechverformung auf die elastische Verformung, so wird, wie Bild 5.43 b zeigt, der Zuschlageinfluß wieder herausgefiltert. Denn der geringere E-Modul des Kalksteinzuschlags hat ja auch einen geringeren Betonelastizitätsmodul zur Folge. Diese Ergebnisse erlauben den Schluß, daß es nicht notwendig ist, bei der Kriechvorhersage den Zuschlageinfluß in der Kriechfunktion zu berücksichtigen.

Die Zementart beeinflusst das Betonkriechen vor allem über die Erhärtungsgeschwindigkeit und findet in Vorhersageverfahren Berücksichtigung bei der Ermittlung des wirksamen Belastungsalters / 30, 105/. Wie die eigenen Versuche zeigten, ist der Einfluß der Zementart für reifen Beton wie den verwendeten und besonders bei erhöhter Temperatur vernachlässigbar. Auf die Darstellung im einzelnen wird deshalb verzichtet.

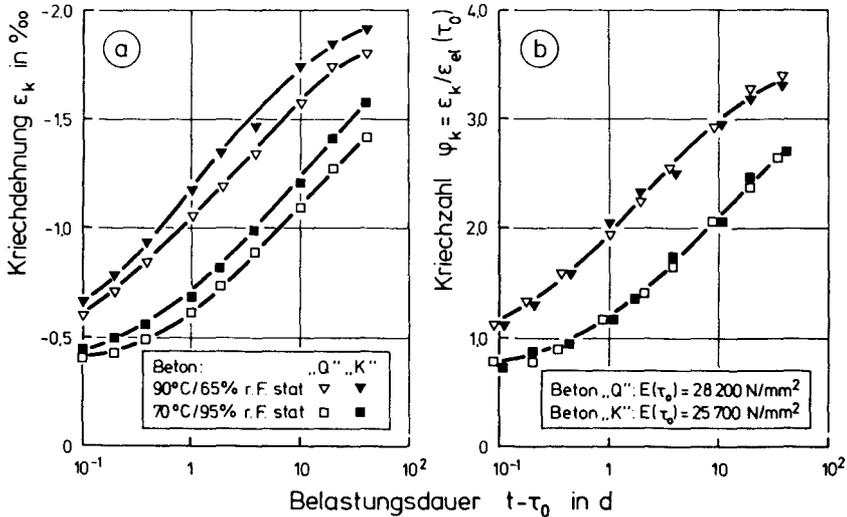


Bild 5.43: Gegenüberstellung der Kriechdehnung (a) und der Kriechzahl (b) von Beton "Q" und Beton "K"

### 5.6.7 Zusammenfassung

Die Temperaturhöhe, die Feuchtebedingung und die Abfolge von Temperatur und Last sind die entscheidenden Parameter für die zeitliche Entwicklung und die Größe des Betonkriechens. Verglichen damit üben die betontechnologischen Parameter und eine zyklische Klimaeinwirkung nur sekundären Einfluß aus. Die verzögert elastische Dehnung entwickelt sich unabhängig von Temperatur und Feuchte.

## 6 ZUR BESCHREIBUNG UND VORHERSAGE DES SCHWINDENS UND KRIECHENS VON BETON BEI ERHÖHTER TEMPERATUR

### 6.1 Schwinden

#### 6.1.1 Mechanismen und Beschreibung des Schwindens bei Normaltemperatur

Feuchteänderungen des Zementsteins werden stets von Volumenänderungen begleitet. Von den möglichen Volumenänderungen hat das Schwinden bei Austrocknung die größte praktische Bedeutung.

Nach heutigem Wissen sind für das mit der Trocknung einhergehende Schwinden des Zementsteins drei Mechanismen verantwortlich, die in Abschn. 2.1.3 im Zusammenhang mit der Bindung des Wassers im Porenraum angesprochen wurden: Abnehmende Oberflächenenergie im Feuchtebereich  $0 \div 40$  % r. F., zunehmender Spaltdruck im Feuchtebereich  $40 \div 100$  % r. F. und Kapillarwirkung. Der Anteil der Kapillarwirkung am Schwinden ist jedoch vergleichsweise gering.

Ein idealisiert dünner Zementsteinkörper, dessen Feuchtegehalt Feuchteverringerungen der Umgebungsluft spontan zu folgen vermag, erfährt sog. unbehindertes Schwinden. Dies ist eine Materialeigenschaft, die insbesondere von den porenraumbestimmenden Größen Wasserzementwert und Hydratationsgrad sowie von den trocknungsbestimmenden Größen relative Luftfeuchtigkeit und Temperatur abhängt. Verbeck /168/ und später andere, z. B. /176/, ermittelten an sehr dünnen Zementsteinproben den Zusammenhang zwischen dem Wasserverlust infolge Trocknung und dem näherungsweise unbehinderten Schwinden, das ja eine Endschwinddehnung ist (Bild 6.1). Demnach verläuft bei relativen Luftfeuchten zwischen 100 % und ca.  $30 \div 40$  %, also im Bereich des Schwindmechanismus Spaltdruck, das Schwinden proportional zum Wasserver-

Iust. Ab dort setzt im Bereich zunehmender Oberflächenenergie verstärktes Schwinden ein.

Die proportionale Beziehung zwischen dem Schwinden und der Trocknung von Zementstein kann für Normaltemperatur nach / 73/ folgenderweise ausgedrückt werden:

$$\epsilon_{s,Z\infty} = k_1 \frac{W_0 - W_\infty}{W_0 + Z/\rho_Z} \quad (6.1)$$

$W_0$  und  $W_\infty$  sind die Wassergehalte des Zementsteins bei Trocknungsbeginn und im hygrischen Gleichgewicht gemäß Gl. (2.10). Der Nenner bezeichnet das Ausgangsvolumen des Zementsteins.

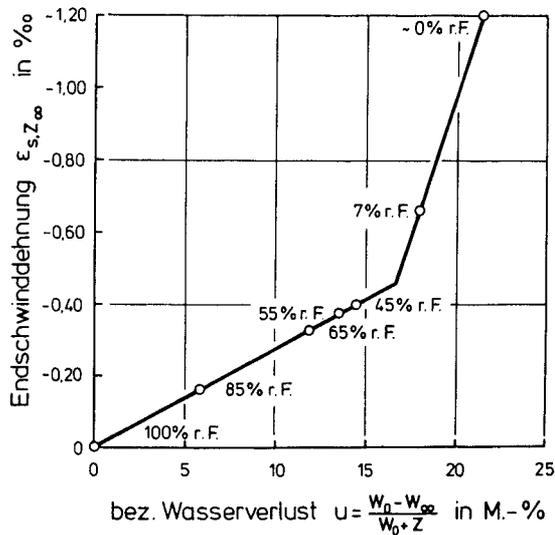


Bild 6.1: Beziehung zwischen Wasserverlust infolge Trocknung und Endschwinddehnung von Zementstein; nach /168/

Die mittlere Schwindverformung eines Betonkörpers unterscheidet sich vom unbehinderten Zementsteinschwinden. Denn während der zeitlichen Entwicklung der mittleren Schwindverformung entsprechend dem Trocknungsprozeß entstehen zwangsläufig Feuchtgradienten und somit Eigenspannungen und mög-

licherweise Oberflächenrisse. Darüber hinaus übt der Zuschlag, der bekanntermaßen i. w. nicht schwindet, Einfluß aus, indem er Mikrorisse in der Zementsteinmatrix verursacht und die Endschwinddehnung reduziert.

Die quantitative Beteiligung der einzelnen Mechanismen am Schwinden des Betons ist bisher ungeklärt. Die meisten Verfahren zur Schwindvorhersage sind deshalb rein empirisch; einige gehen teilweise empirisch vor, indem sie die Trocknung mit der Diffusionstheorie erfassen und die proportionale Beziehung zwischen der Trocknung und dem Schwinden zugrunde legen / 14, 73/.

Zur Beschreibung des zeitlichen Schwindablaufs eines Betonkörpers dienen üblicherweise Funktionen mit endlichem Grenzwert, die i. d. R. auf die folgenden Funktionstypen zurückgehen:

Hyperbelfunktionen: 
$$\epsilon_s(t - \tau_s) = \frac{t - \tau_s}{a + b(t - \tau_s)} \quad (6.2)$$

Exponentialfunktionen: 
$$\epsilon_s(t - \tau_s) = a(1 - e^{-b(t - \tau_s)}) \quad (6.3)$$

Variationen dieser Funktionen finden sich in vielen Schwindvorhersageverfahren / 2 , 14, 30, 42, 73/.

Proportionalität zwischen der Austrocknung und dem Schwinden herrscht näherungsweise auch für Beton und nicht nur für den Endschwindwert, sondern auch zu beliebigen Zeitpunkten während des Trocknungsvorganges. Die eigenen Versuchsergebnisse bestätigen das (Bild 5.34). Der zeitliche Schwindverlauf eines Betonkörpers kann also bei Kenntnis des zeitlichen Trocknungsverlaufs näherungsweise angegeben werden. Im folgenden wird dies für das Näherungsverfahren von Hilsdorf / 73/ zur Ermittlung der Betontrocknung dargestellt. Die nach einer Trocknungsdauer  $t - \tau_s$  aus einem Betonkörper verdampfte Wassermenge

$$\Delta W = W_0 - W_m(t - \tau_s) \quad (6.4)$$

kann, bezogen auf das insgesamt verdampfbare Wasser, unter Anwendung der Gl. (5.5) und (2.28) als

$$\frac{W_0 - W_m(t - \tau_s)}{W_0 - W_\infty} = 1 - u'_m = 1 - e^{-\alpha[(t - \tau_s) / d_{ef}^2]^{1/3}} \quad (6.5)$$

ausgedrückt werden. Wegen der zugrundegelegten Proportionalität gibt Gl. (6.5) also auch den zeitlichen Schwindverlauf eines Betonkörpers wieder:

$$\frac{\epsilon_{s,b}(t - \tau_s)}{\epsilon_{s,b\infty}} = 1 - e^{-\alpha[(t - \tau_s) / d_{ef}^2]^{1/3}} \quad (6.6)$$

Die Behinderung des Schwindens des Zementsteins im Beton durch den Zuschlag kann mit folgender, auf Pickett /129/ zurückgehender Beziehung berücksichtigt werden:

$$\frac{\epsilon_{s,b}(t - \tau_s)}{\epsilon_{s,z}(t - \tau_s)} = (1 - V_g)^n \quad (6.7)$$

Hierin ist  $V_g$  der Stoffraumanteil des Zuschlags und  $n$  ist eine Konstante, die insbesondere vom Verhältnis des E-Moduls des Zuschlags zu dem des Zementsteins abhängt. Für  $n$  werden von verschiedenen Autoren / 73, 117, 129/ für den Fall annähernd vollständiger Hydratation Werte zwischen 1,7 und 2,3 angegeben. Hilsdorf / 73/ erreichte mit  $n = 2,0$  eine gute Übereinstimmung mit zahlreichen Versuchsergebnissen.

Die wirksame Körperdicke  $d_{ef}$  (Gl. (2.30)) beeinflusst nicht nur die zeitliche Entwicklung des Schwindens sondern auch den Endwert. Dies ist mit der Abhängigkeit des mittleren Hydratationsgrades von der Körperdicke und mit den Auswirkungen der Randkarbonatisierung zu erklären / 73/ und geht

auch in die Schwindvorhersage nach CEB/FIP / 30/ ein. Nach / 65/ ist die Beziehung

$$\epsilon_{s,b\infty} = k_2 e^{-0,020 d_{ef}} \quad (6.8)$$

geeignet, den Einfluß der Körperdicke auf die Endschwinddehnung zu berücksichtigen ( $d_{ef}$  in cm).

Unter Berücksichtigung der einzelnen Einflüsse auf das Schwinden von Beton ergibt sich somit:

$$\epsilon_{s,b}(t-t_s) = k_3 \cdot \epsilon_{s,z\infty} (1-V_g)^2 e^{-0,020 d_{ef}} (1 - e^{-\alpha [(t-t_s)/d_{ef}^2]^{1/3}}) \quad (6.9)$$

Der Koeffizient  $k_3$  folgt aus  $k_2/k_1$ . Hilsdorf / 73/ erreichte mit  $k_3 = 1,9 \cdot 10^{-2}$  gute Übereinstimmung von Schwinddehnungen, die mit Gl. (6.9) errechnet wurden und zahlreichen Versuchsergebnissen.

Mit dem Vorhersageverfahren nach CEB/FIP / 30/ erhält man die Schwindverformung in einem Zeitraum  $t - t_1$  als:

$$\epsilon_{s,b}(t-t_1) = \epsilon_{s,b0} [\beta_s(t) - \beta_s(t_1)] \quad (6.10)$$

Hierin ist  $\epsilon_{s,b0}$  das sog. Grundswindmaß, das die Endschwinddehnung in Abhängigkeit von den Umweltbedingungen (rel. Luftfeuchte) und der wirksamen Körperdicke angibt. Die Funktion  $\beta_s(t)$  drückt die zeitliche Entwicklung der Schwinddehnung in Abhängigkeit von der wirksamen Körperdicke und dem wirksamen Betonalter aus. In DIN 4227 / 42/ wird das Schwinden mit grundsätzlich demselben Ansatz in teilweise abweichender Schreibweise erfaßt.

### 6.1.2 Vorhersage des Schwindens bei erhöhter Temperatur

Für die Vorhersage des Schwindens von Beton bei erhöhter Temperatur ist das in Abschn. 6.1.1 vorgestellte, für Normaltemperatur entwickelte Verfahren von Hilsdorf / 73/ besonders geeignet: Es legt die experimentell untermauerte, in weiten Bereichen proportionale Beziehung zwischen dem Wasserverlust eines Betonkörpers und dessen mittlerer Schwinddehnung zugrunde, die gemäß Abschn. 5.5 auch bei erhöhter Temperatur gilt. Außerdem berücksichtigt das Verfahren wesentliche, die Trocknung bestimmende Parameter, wie den Wasserzementwert, den Hydratationsgrad, die relative Luftfeuchtigkeit, das Zuschlagvolumen und die Körperdicke. Zudem hat sich der dem Schwindansatz zugrundeliegende Trocknungsansatz als geeignet erwiesen, auch die Trocknung bei erhöhter Temperatur zu beschreiben.

Um mit Gl. (6.9) das Betonschwinden auch bei erhöhter Temperatur zu erfassen, ist es notwendig, die Endschwinddehnung des Zementsteins  $\epsilon_{s,Z\infty}$  und den Transportkoeffizienten  $\alpha$  für die zeitliche Entwicklung des Schwindens temperaturabhängig zu formulieren. Über eine eventuelle Temperaturabhängigkeit der Einflüsse von Körperdicke und Zuschlagvolumen auf die Betonschwinddehnung liegen keine Erkenntnisse vor; sie wird aber ggf. gegenüber den Temperaturabhängigkeiten von  $\epsilon_{s,Z\infty}$  und  $\alpha$  nur sekundär sein. Im weiteren muß dies vernachlässigt werden.

Der Proportionalitätsfaktor zwischen dem Schwinden und der Trocknung ist i. w. von der Temperatur unabhängig (Bild 5.34). So ist

$$\epsilon_{s,Z\infty}(\vartheta) = k_1 \frac{W_0 - W_\infty(\vartheta)}{W_0 + Z/\rho_Z} \quad (6.11)$$

Beschreibt man  $W_0$  mit Gl. (2.10) für  $X = Y = 1$  als

$$W_0 = 0,25mZ + 0,21mZ + (w - 0,40m)Z \quad (6.12)$$

und gibt  $W_\infty(\mathfrak{F})$  gemäß Gl. (2.16) an, so ist unter der hier ja näherungsweise gültigen Voraussetzung, daß während der Austrocknung keine nennenswerte Hydratation erfolgt ( $m=m_0=m_\infty$ ):

$$\epsilon_{s,Z\infty} = k_1 \frac{0,21m(1-X\sqrt{(105-\mathfrak{F})/65}) + \beta(w-0,40m)(1-Y\sqrt{(105-\mathfrak{F})/65})}{w+0,32} \quad (6.13)$$

Der Faktor  $\beta$  wurde eingeführt, um berücksichtigen zu können, daß zwar die Summe des Kapillarwasser- und Gelwasserverlustes proportional zur Schwinddehnung ist, deren einzelne Proportionalitätsfaktoren jedoch unterschiedlich sein können. Dies erscheint berechtigt, da sich doch die Bindungskräfte des Kapillar- und Gelwassers im Porenraum des Zementsteins wesentlich unterscheiden (s. Abschn. 2.1.3). Mit  $\beta = 0,30$ , der Annahme entsprechend, daß durch Kapillarwasserentzug nur 30 % der Schwindverformung entstehen, die ein gleich großer Gelwasserentzug zur Folge hätte, erreichte Hilsdorf / 73/ vor allem im Bereich hoher Luftfeuchtigkeit eine gegenüber  $\beta = 1,0$  deutlich verbesserte Übereinstimmung mit Versuchsergebnissen.

Die Temperaturabhängigkeit des Transportkoeffizienten  $\alpha$  wurde bereits in Gl. (5.6) eingeführt.

Für die Nachrechnung der Schwindversuche von Abschn. 5.5 wurde die während der Konditionierung bereits entstandene Schwinddehnung ( $\epsilon_{s,b1}$  in Bild 6.2) folgenderweise berücksichtigt: Wie in Bild 6.2 skizziert, wird angenommen, daß die erhöhte Temperatur bereits ab  $t'_1$ , beginnend beim Ausgangsfeuchtegehalt, einwirkte, so daß  $\epsilon_{s,b1}$  im Zeitraum  $t_1 - t'_1$  entstanden wäre. Bedingung für die Zulässigkeit dieses Vorgehens ist, daß während der Betonaustrocknung keine nennenswerte Alterung mehr erfolgt.

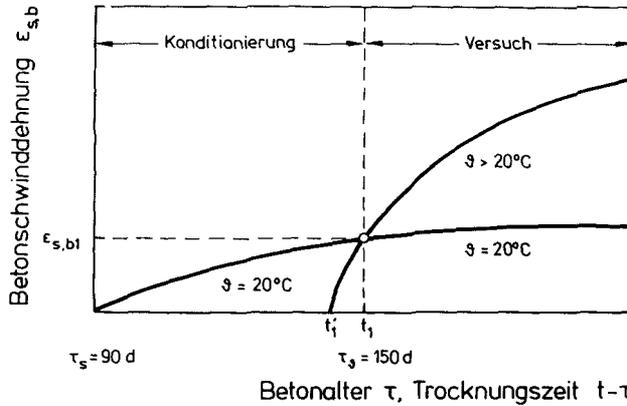


Bild 6.2: Berücksichtigung des Schwindens während der Konditionierung für die Schwindvorhersage

In den Bildern 6.3 und 6.4 sind für Beton "Q" die gemessenen und die mit den Gln. (6.9) und (6.13) errechneten Schwinddehnungen einander gegenübergestellt.

Hinsichtlich der Übereinstimmung sind zwei Aspekte zu berücksichtigen:

- In die Gln. (6.9) und (6.13) sind nur grundsätzliche Überlegungen zur Berücksichtigung des Temperatureffektes auf das Schwinden eingeflossen. Eine Anpassung an die eigenen Versuchsergebnisse wurde nicht vorgenommen.
- Die Überprüfung der Schwindvorhersage mit den Gln. (6.9) und (6.13) anhand anderer Versuchsergebnisse wäre wünschenswert. Hierfür geeignete Versuche, die den kombinierten Einfluß der Temperatur und Feuchtigkeit berücksichtigen, liegen in der Literatur aber nicht vor.

Neben dem erläuterten Verfahren soll festgestellt werden, inwieweit der Schwindansatz nach CEB/FIP / 30/ für erhöhte Temperatur erweitert werden kann. Hierzu müssen das Grundswindmaß und die zeitliche Entwicklung temperaturabhängig formuliert werden.

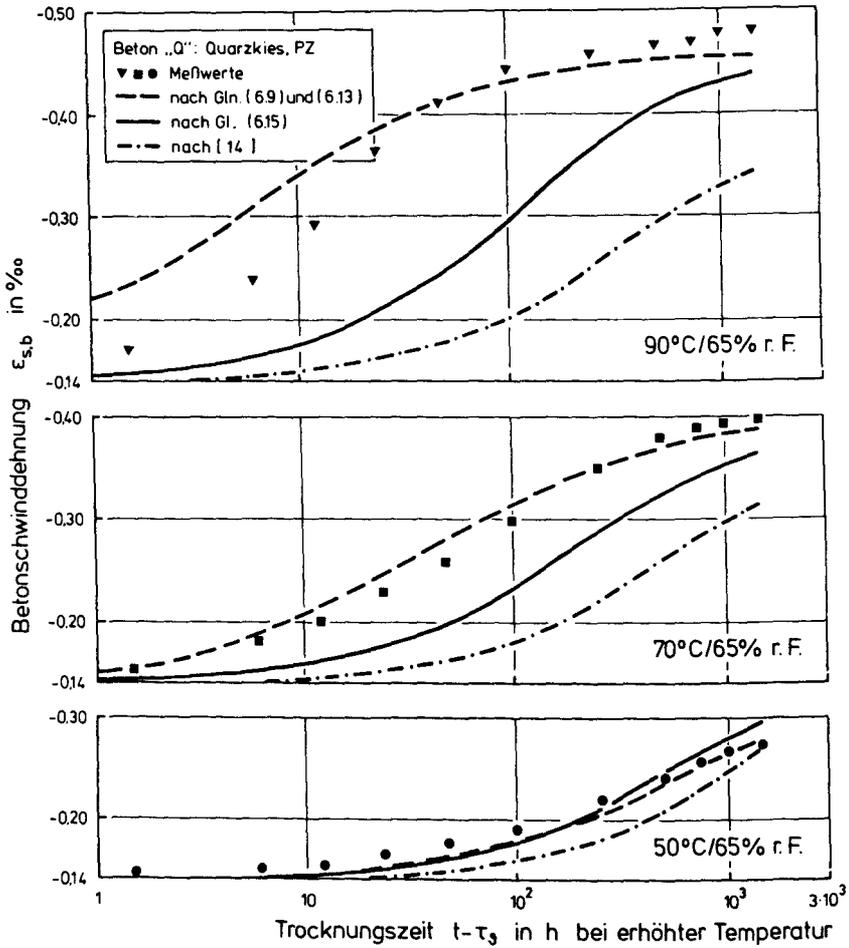


Bild 6.3: Gemessene und nach verschiedenen Verfahren errechnete Schwinddehnungen bei 65 % r. F.

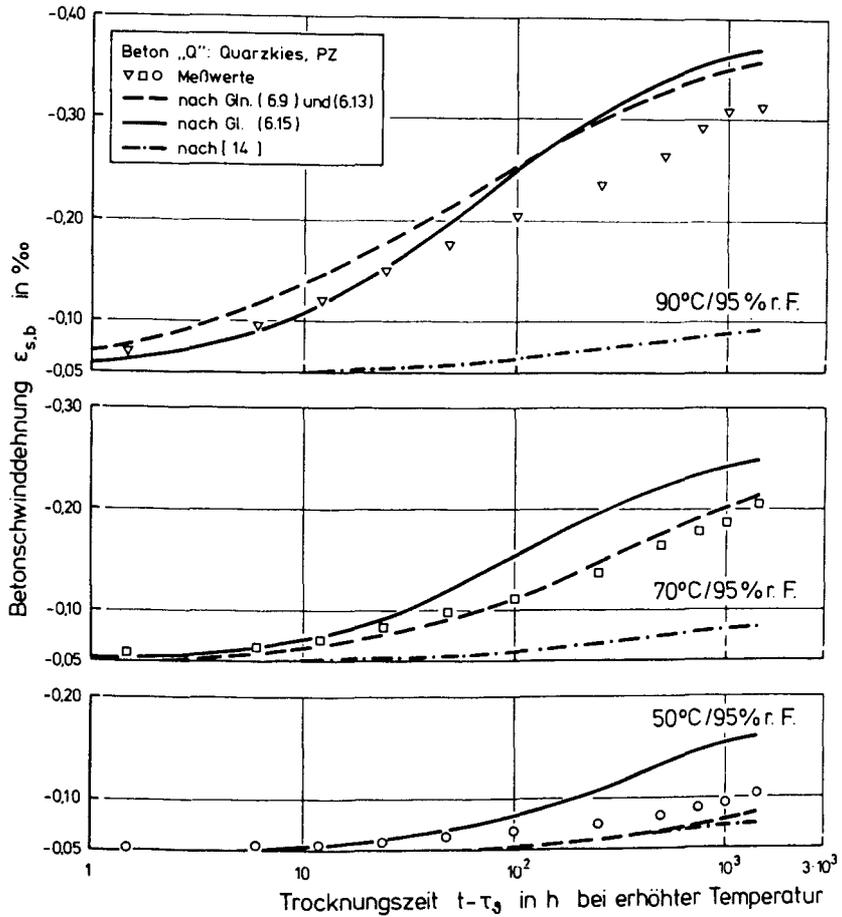


Bild 6.4: Gemessene und nach verschiedenen Verfahren errechnete Schwinddehnungen bei 95 % r. F.

Da über das Grundswindmaß in Abhängigkeit von der Temperatur und Feuchte keine Erkenntnisse vorliegen, werden die sich nach den Gln. (6.7), (6.8) und (6.13) ergebenden Endschwindehnungen angesetzt.

Zur Erfassung des Temperatureinflusses auf die zeitliche Entwicklung wird die in / 30/ nur als Diagramm vorliegende  $\beta_s$ -Funktion in der durch Frey / 53/ funktionalisierten Form angewendet. Frey gibt die  $\beta_s$ -Funktion als Summe von 8 Exponentialfunktionen an:

$$\beta_s(t) = \sum_{i=1}^{i=8} v_{s,i} (1 - e^{-t/\tau_{R,i}}) \quad (6.14)$$

Mit den von ihm angegebenen Werten für  $\tau_{R,i}$  und  $v_{s,i} = f(d_{ef})$  wird eine nahezu vollständige Übereinstimmung mit den Diagrammen erreicht.

Die thermische Aktivierung wird durch Einführung einer Temperaturfunktion  $f(\vartheta)$ , s. Gl. (2.26), berücksichtigt:

$$\beta_s(t, \vartheta) = \sum_{i=1}^{i=8} v_{s,i} (1 - e^{-f(\vartheta)t/\tau_{R,i}}) \quad (6.15)$$

Die mit dem erweiterten CEB/FIP-Ansatz (Gl. (6.15)) ermittelten Schwindehnungen sind in den Bildern 6.3 und 6.4 mit durchgezogenen Linien dargestellt. Es zeigt sich eine grundsätzlich schlechtere Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen als nach den Gln. (6.9) und (6.13), die schließen läßt, daß eine derartige einfache "thermische Erweiterung" nicht geeignet ist.

Das kann darauf zurückgeführt werden, daß der CEB/FIP-Ansatz ein rein empirischer Ansatz ist, der zwar den Einfluß der Körperdicke auf die zeitliche Schwinddehnungsentwicklung berücksichtigt, nicht aber denjenigen der relativen Feuchte der umgebenden Luft. Bei erhöhter Temperatur führt diese Vernachlässigung der Feuchtedifferenz zwischen Probekörper und Umgebungsluft zur unzutreffenden Beschreibung der zeitlichen Entwicklung des Schwindens. Bei 65 % r. F. wird die Aktivierung zu Beginn der Betonaustrocknung unterschätzt (Bild 6.3) und bei 95 % r. F., also kleinerem Feuchtegefälle, wird die Aktivierung insbesondere nach längerer Temperierung überschätzt (Bild 6.4).

Zum Vergleich ist in den Bildern 6.3 und 6.4 außerdem die nach dem Verfahren von Bažant und Panula / 14/ (BP-Modell) errechnete Schwinddehnung angegeben. Dieser Ansatz basiert auf der nichtlinearen Diffusionstheorie / 13/, legt Proportionalität zwischen dem Schwinden und der Austrocknung zugrunde und berücksichtigt den Temperatureinfluß in einem Arrhenius-Ansatz entsprechend Gl. (2.26). Zwar erwies sich dieser Ansatz für Normaltemperatur als geeignet, z. B. / 16/, den Einfluß erhöhter Temperatur im hier untersuchten Feuchtebereich erfaßt er aber nicht zutreffend.

### 6.1.3 Zusammenfassung

Auf Basis des in Abschn. 5.4.4 vorgestellten Näherungsverfahrens zur Beschreibung der Betontrocknung kann ein einfacher Ansatz zur Vorhersage der mittleren Schwindverformung eines Betonkörpers bei erhöhter Temperatur herangezogen werden. Erhöhter rechnerischer Aufwand, z. B. durch Anwendung eines nichtlinearen Diffusionsansatzes, erscheint nur dann sinnvoll, wenn anstelle der querschnittsglobalen Schwindverformung z. B. die Schwindspannungsverteilung benötigt wird. Bei der Vorhersage der mittleren Schwindverformung wird wegen des noch unzureichenden Kenntnishintergrundes über die am Schwindprozeß beteiligten Mechanismen keine höhere Vor-

hersagegenauigkeit erzielt. Das im Regelwerk verankerte Schwindvorhersageverfahren für Normaltemperatur ist für erhöhte Temperatur ungeeignet.

## 6.2 Kriechen

### 6.2.1 Mechanismen und Komponenten des Kriechens

Der Versuch, das Betonkriechen anhand von Mechanismen zu erklären, die im Zementsteingefüge unter dem Einfluß äußerer Last ablaufen sollen, ist so alt wie die experimentelle Erforschung des Kriechens. Keine der bisherigen Kriechhypothesen ist in der Lage, alle Beobachtungen schlüssig zu erklären. Auf deren Erläuterung im einzelnen wird daher verzichtet; zusammenfassende Darstellungen und Gegenüberstellungen enthalten z. B. /117, 173, 176/.

Nach dem heutigen Wissensstand sollen hauptsächlich die nachfolgenden Mechanismen am Kriechprozeß beteiligt sein, allerdings in unbekanntem Umfang:

- Viskoses Fließen des Zementgels, verursacht durch Abscheiden und Gleiten von Gelpartikeln, geschmiert durch adsorbierte Wasserfilme;
- Konsolidierung des Gelgerüsts durch Platzwechsel von Wassermolekülen in den adsorbierten Wasserfilmen ("seepage"-Theorie);
- Elastische Verformung der Zuschläge und kristalliner Gelstrukturen infolge der beiden vorgenannten Mechanismen im Zementgel und Behinderung der Rückverformung nach Entlastung (verzögerte Elastizität);

- Örtliches Versagen chemischer und physikalischer Bindungen und deren Neuformierung im verformten Zustand.

Grundsätzlich können diese Mechanismen sowohl dann ablaufen, wenn sich der kriechende Beton im hygrischen Gleichgewicht mit seiner Umgebung befindet, als auch während einer Feuchteänderung durch Austrocknung. Das Kriechen im hygrischen Gleichgewicht wird vor allem mit dem viskosen Fließen des Zementgels und mit der verzögert elastischen Wirkung in Zusammenhang gebracht, während für das beschleunigte Kriechen im Verlaufe einer Austrocknung bevorzugt der verstärkte Platzwechsel von Wassermolekülen verantwortlich gemacht wird /147/.

Von Ali und Kesler / 4 / stammt der Vorschlag, das Kriechen in die Komponenten Grund- und Trocknungskriechen zu unterteilen:

$$\epsilon_k = \epsilon_{k,g} + \epsilon_{k,tr} \quad (6.16)$$

Unter dem Grundkriechen  $\epsilon_{k,g}$  wird die Kriechverformung von Beton verstanden, der mit seiner Umgebung im hygrischen Gleichgewicht steht. Das Trocknungskriechen  $\epsilon_{k,tr}$  erfaßt die während einer Austrocknung zusätzlich entstehende Kriechverformung. Gl. (6.16) wird der Erkenntnis gerecht, daß das Betonkriechen in Abhängigkeit von den hygrischen Bedingungen auf unterschiedliche, vorrangige Ursachen zurückzuführen ist.

Illston / 83/ ging erstmals systematisch der Beobachtung nach, daß sich ein Teil der unter Last aufgebauten Kriechverformung nach der Entlastung zeitabhängig zurückbildet. Dieser Verformungsanteil muß sich also bereits unter Last aufgebaut haben, so daß die Kriechverformung die Summe eines reversiblen Verformungsanteils (verzögert elastische Verformung  $\epsilon_v$ ) und eines irreversiblen Verformungsanteils (Fließverformung  $\epsilon_f$ ) ist:

$$\epsilon_k = \epsilon_v + \epsilon_f \quad (6.17)$$

Rüsch, z. B. /147/, unterteilt die Fließverformung in die Anteile Grundfließen und Trocknungsfließen:

$$\epsilon_k = \epsilon_v + \epsilon_{f,g} + \epsilon_{f,tr} \quad (6.18)$$

Gl. (6.17) liegt den im CEB/FIP Model Code / 30/ und in DIN 4227 / 42/ verankerten, eng verwandten Kriechvorhersageverfahren zugrunde. Die Aufspaltung in die Grundfließ- und die Trocknungsfließverformung entsprechend dem Vorschlag von Rüsch (Gl. (6.18)) gelang seinerzeit noch nicht. Diese fand aber Niederschlag in der kürzlich von Müller /105/ vorgestellten Vorhersagemethode. Dem Kriechvorhersageverfahren von Bažant und Panula / 14/ (BP-Modell) liegt ein prinzipiell Gl. (6.16) entsprechender Ansatz zugrunde.

Aus den angeführten, den Kriechkomponenten vorrangig zugrundeliegenden Verformungsursachen ist zu schließen, daß das Grundfließen in erster Linie von solchen Parametern abhängt, die für das viskose Verhalten des Zementsteins im Beton verantwortlich sind, wie der Zementsteingehalt und der Feuchtegehalt. Demgegenüber ist das Trocknungsfließen dem Schwinden verwandt und wird deshalb hauptsächlich durch Parameter bestimmt, die auch für das Schwinden maßgebend sind.

Weiterhin ist zu vermuten, und zahlreiche Versuchsergebnisse bestätigen dies (vgl. Abschn. 3.5), daß die beiden Fließkomponenten sich nach grundsätzlich verschiedenen Zeitgesetzen entwickeln. Denn das Grundfließen als i. w. viskose Verformung muß nicht notwendigerweise einem Endwert zustreben, während dies für das mit dem Trocknungsprozeß verknüpfte Trocknungsfließen als gesichert gelten kann.

### 6.2.2 Funktionen zur Beschreibung des zeitlichen Kriechverlaufs

Die zutreffende mathematische Beschreibung des zeitlichen Kriechverlaufs erfordert geeignete Funktionen. Bis in jüngste Zeit haben sich zahlreiche Arbeiten mit diesem Thema befaßt. Die vier bekanntesten und am häufigsten verwendeten Funktionstypen werden nachfolgend zusammengestellt.

Hyperbelfunktion nach Ross /137/:

$$\epsilon_k(t-\tau_0) = \frac{t-\tau_0}{a+b(t-\tau_0)} \quad (6.19)$$

Exponentialfunktion nach Thomas /166/ und Dischinger / 43/:

$$\epsilon_k(t-\tau_0) = a [1 - e^{-b(t-\tau_0)}] \quad (6.20)$$

Logarithmusfunktion nach Hansson / 67/:

$$\epsilon_k(t-\tau_0) = a + b \cdot \ln [(t-\tau_0) + 1] \quad (6.21)$$

Potenzfunktion nach Straub /163/ und Shank /160/:

$$\epsilon_k(t-\tau_0) = a \cdot (t-\tau_0)^b \quad (6.22)$$

Die Konstanten  $a$  und  $b$  müssen jeweils durch Anpassung an Versuchsergebnisse bestimmt werden. Grundsätzlich unterscheiden sich Funktionen entsprechend den Gln. (6.19) und (6.20) von solchen nach den Gln. (6.21) und (6.22) dadurch, daß die erstgenannten für  $(t - \tau_0) \rightarrow \infty$  einem Grenzwert zustreben, also eine Endkriechdehnung  $\epsilon_{k\infty}$  liefern, während die letztgenannten Funktionen für  $(t - \tau_0) \rightarrow \infty$  Kriechdehnungen liefern, die gegen  $\infty$  zustreben.

Mit Hyperbelfunktionen lassen sich auf einfache Weise aus Versuchsdaten Endkriechdehnungen  $\epsilon_{k\infty}$  ermitteln, da sich für  $(t - \tau_0) \rightarrow \infty$

$$\epsilon_{k\infty} = \frac{1}{b} \quad (6.23)$$

ergibt. Voraussetzung für eine zutreffende Anpassung ist eine hinreichend lange Versuchsbeobachtungsdauer /172/; andernfalls neigen Hyperbelansätze zu einer Unterschätzung der Kriechdehnung nach langer Belastungsdauer / 42, 175/.

Die Exponentialfunktion (Gl. (6.20)) beschreibt die Verformungscharakteristik eines viskoelastischen Festkörpers, der durch ein Kelvin-Element idealisiert werden kann. Eine zutreffendere Beschreibung des Betonkriechverhaltens als mit einer einzelnen Exponentialfunktion gelingt häufig mit einer Reihenschaltung mehrerer Kelvin-Elemente, z. B. / 58, 167/:

$$\epsilon_k(t-\tau_0) = \sum_{i=1}^n a_i \{1 - e^{-b_i(t-\tau_0)}\} \quad (6.24)$$

Prinzipiell sind Exponential- und Hyperbelfunktionen vor allem für die Beschreibung des Trocknungskriechens bzw. -fließens und des Schwindens geeignet (vgl. Abschn. 6.1.1 und 6.2.1). Logarithmus- und Potenzfunktionen sind hingegen bevorzugt im Zusammenhang mit Versuchsergebnissen verwendet worden, die an dicken oder versiegelten Probekörpern gewonnen wurden. In zahlreichen derartigen Versuchen wurde ein linearer Zusammenhang zwischen dem Kriechen und dem Logarithmus der Belastungsdauer beobachtet, z. B. / 87, 90, 95, 107/. Dies gilt insbesondere auch für erhöhte Temperatur z. B. / 25, 67, 91, 159/.

Um einen anschaulichen Vergleich der vier vorgestellten Funktionen vorzunehmen, wurden sie nach der Methode der kleinsten Fehlerquadrate an willkürlich ausgewählte Versuchsergebnisse von Aschl und Stöckl /10/ angepaßt. Aus dem Ergebnis in Bild 6.5 ist ersichtlich, daß die Funktionen mit endlichem Grenzwert auf eine Endkriechdehnung führen, die die Dehnung im Beobachtungszeitraum nur wenig übersteigt. Zur Beschreibung des Kriechens versiegelten Betons sind sie also ungeeignet.

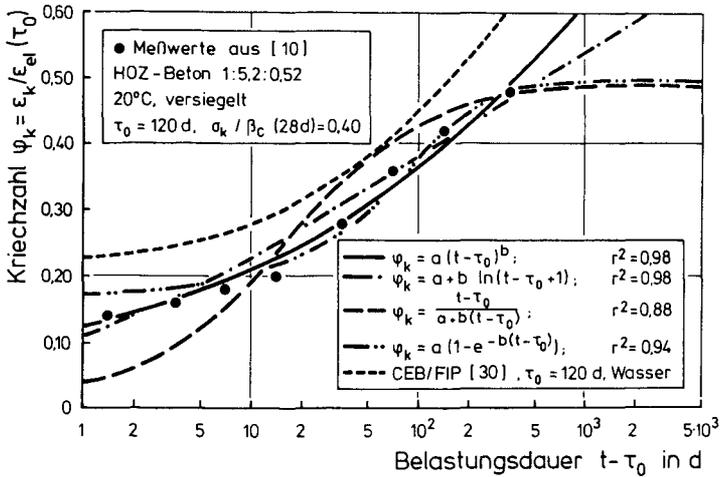


Bild 6.5: Funktionen zur Beschreibung des Zeitverlaufs des Betonkriechens

In jüngster Zeit wird die Potenzfunktion zunehmend zur Beschreibung des Grundkriechens bzw. -fließens herangezogen, insbesondere von Wittmann /173/ und Bažant / 11, 15/.

Wittmann begründet den Ansatz der Potenzfunktion reaktionskinetisch. Er geht davon aus, daß die Gelpartikel durch Bindungskräfte in ihrer Position fixiert sind. Um ein Gelpartikelchen aus einer Position in eine neue zu bewegen, ist eine thermische Aktivierungsenergie  $Q$  erforderlich. Bild 6.6 verdeutlicht dies schematisch anhand der zweidimensionalen Darstellung einer sog. Potentialmulde /176/. Wirkt nun eine äußere Kraft ein, so wird dadurch Energie eingebracht, die die für einen Platzwechsel notwendige thermische Energie in Richtung der Krafteinwirkung vermindert und in entgegengesetzter Richtung erhöht. Dies geben die gestrichelten Linien in Bild 6.6 an.

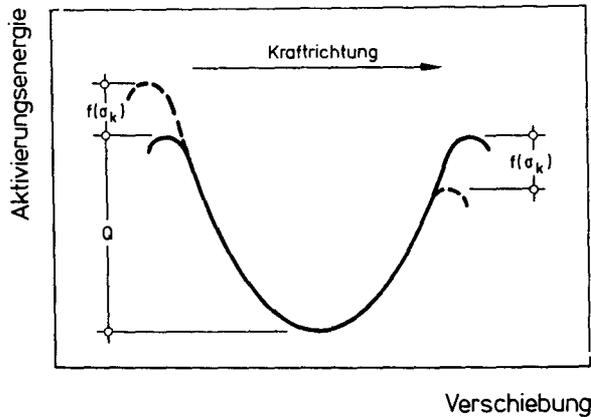


Bild 6.6: Schematische Darstellung der "Potentialmulde" des Aktivierungsenergiekonzeptes, nach /176/

Unter Annahme von Proportionalität zwischen der Kriechgeschwindigkeit und der Anzahl der Platzwechsel je Zeiteinheit und für die auf ein Mol bezogene Aktivierungsenergie leitet Wittmann dann für die Kriechgeschwindigkeit her:

$$\dot{\epsilon}_k(t - \tau_0) = A \cdot e^{\frac{-Q(t - \tau_0)}{RT}} \cdot f(\sigma) \quad (6.25)$$

- Darin sind:
- A = werkstoff- und lastabhängige Konstante
  - Q = Aktivierungsenergie [J/mol]
  - R = allgemeine Gaskonstante [J/(mol K)]
  - T = absolute Temperatur [K]

Wäre die Aktivierungsenergie in Gl. (6.25) konstant, so ergäbe sich  $\dot{\epsilon}_k = \text{konst.}$  Man weiß aber, daß für Beton im Gebrauchsspannungsbereich  $\dot{\epsilon}_k < 0$  gilt. Dies ist reaktionskinetisch so zu erklären, daß mit zunehmender Belastungsdauer die für Platzwechsel notwendige Aktivierungsenergie infolge Gefügeverdichtung ansteigen muß. Da über die Zeitfunktion der Aktivierungsenergie keine Erkenntnisse vorliegen, nimmt Wittmann an, daß der zeitliche Anstieg der Aktivierungsenergie

gie umgekehrt proportional zur Belastungsdauer erfolgt:

$$\frac{dQ}{d(t-\tau_0)} = \frac{b}{t-\tau_0} \quad (6.26)$$

Integriert man nun Gl. (6.26), setzt anschließend  $Q(t - \tau_0)$  in Gl. (2.25) ein und integriert wiederum, so ergibt sich die Zeitabhängigkeit der Kriechverformung entsprechend Gl. (6.22) als Potenzgesetz.

Wählt man hingegen einen anderen, ebenso berechtigten Ansatz für die Abhängigkeit der Aktivierungsenergieänderung von der Belastungsdauer, wie z. B.

$$\frac{dQ}{d(t-\tau_0)} = \frac{b}{(t-\tau_0)+1} \quad (6.27)$$

so läßt sich bei entsprechender Wahl der Randbedingungen auf demselben Weg eine logarithmische Zeitfunktion entsprechend Gl. (6.21) für das Kriechen ableiten.

Man erkennt daraus, daß die reaktionskinetische Betrachtung des Kriechens nicht zwangsläufig auf eine Potenzfunktion führt. Nicht die Konzepte der Reaktionskinetik sind also für die sich ergebende Zeitfunktion des Kriechens ursächlich, sondern die willkürliche Annahme der Aktivierungsenergieänderung als Funktion der Belastungsdauer. Müller /105/ kam in ähnlichen Betrachtungen zum selben Schluß. Rüschi /147/ bemerkte, daß die gute Übereinstimmung vieler Versuchsergebnisse an versiegeltem Beton mit dem Potenzgesetz häufig wegen der Fehlerempfindlichkeit der doppelt logarithmischen Darstellungsweise nach längerer Belastungsdauer zustande kommt. Nach Rüschi neigt das Potenzgesetz zu einer Überschätzung der Kriechverformung nach langer Belastung, da es Alterungsprozesse wie die allmähliche Gelversteifung durch Kristallisation und Spannungsumlagerung auf die Zuschläge nicht erfaßt.

Es ist zu schließen, daß mit den heutigen Kenntnissen über die Ursachen und Mechanismen des Kriechens die Wahl von Zeitfunktionen nur auf phänomenologischer, möglichst statistisch untermauerter Basis erfolgen kann.

### 6.2.3 Erfassung des Einflusses erhöhter Temperatur auf das Betonkriechen

Wie in Abschn. 3.5 ausgeführt wurde, vergrößert erhöhte Temperatur die Kriechgeschwindigkeit und verringert den Einfluß des Belastungsalters bzw. der Alterung. Das Grundkriechen bzw. -fließen wird langfristig, möglicherweise zeitunbegrenzt erhöht, während das Trocknungskriechen bzw. -fließen mit dem Trocknungsvorgang verknüpft und deshalb zeitbegrenzt ist.

Nach dem heutigen Wissenstand ist der Arrhenius-Ansatz der Reaktionskinetik am besten geeignet, die thermische Aktivierung des Grundkriechens bzw. -fließens zu erfassen. Auf Beton übertragen, lautet die Arrhenius-Gleichung für die thermische Aktivierung der Kriechgeschwindigkeit nach /173/:

$$\dot{\epsilon}_{k,g}(t-\tau_0) = A_0 e^{-\frac{Q_0}{RT}} f(t-\tau_0) \quad (6.28)$$

Durch Integration erhält man die Kriechverformung als Funktion der Temperatur und der Belastungsdauer, so daß sich für die Kriechverformung nach einer konkreten Belastungsdauer  $t_1 - \tau_0$  ergibt:

$$\epsilon_{k,g}(t_1-\tau_0) = A \cdot e^{-\frac{Q_0}{RT}} \quad (6.29)$$

In logarithmischer Form wird daraus:

$$\ln \epsilon_{k,g}(t_1-\tau_0) = -\frac{Q_0}{R} \cdot \frac{1}{T} + \ln A \quad (6.30)$$

Durch Auftragen des Logarithmus der Kriechverformung für diese frei gewählte Belastungsdauer  $t_1 - \tau_0$  erhält man die Aktivierungsenergie  $Q_0$  des Kriechens. Bild 6.7 zeigt auf diese Weise dargestellte eigene Versuchsergebnisse und einige aus der Literatur, die an wassergelagertem bzw. anmachfeucht versiegeltem Beton gewonnen wurden.

Es ergibt sich in guter Näherung ein linearer Zusammenhang, der aussagt, daß die Annahme eines konstanten Wertes für  $Q_0$  zutrifft, um die Temperaturabhängigkeit des Kriechens versiegelten Betons im Temperaturbereich von 20 °C bis ca. 90 °C mit Gl. (6.29) zu beschreiben. Der auf diese Weise bestimmte Wert für  $Q_0$  beträgt etwa 20.000 J/mol.

Die Temperaturabhängigkeit des Grundkriechens bzw. - fließens lautet damit:

$$\frac{\epsilon_{k,g}(g)}{\epsilon_{k,g}(20^\circ\text{C})} = e^{2400\left(\frac{1}{T_0} - \frac{1}{T}\right)} \quad (6.31)$$

mit  $Q_0/R \approx 2400$  [K] und  $T$  = absolute Temperatur [K].

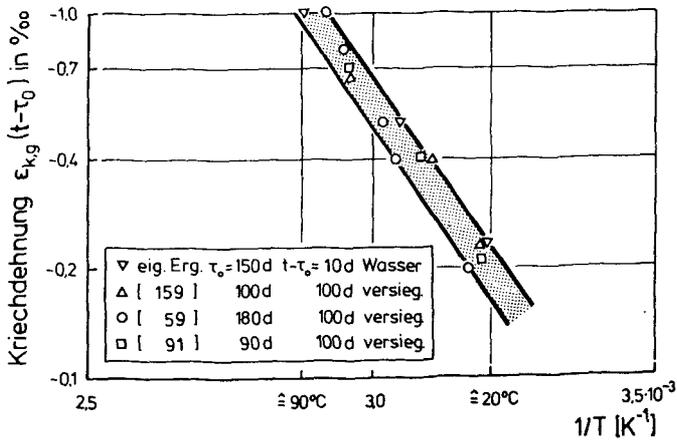


Bild 6.7: Kriechdehnung in Funktion der reziproken, absoluten Temperatur zur Bestimmung der Aktivierungsenergie nach Gl. (6.30)

Nach Rüsich /147/ verläuft das Trocknungsfließen annähernd affin zum Schwinden, so daß für die Beschreibung der Temperaturabhängigkeit des Trocknungsfließens das in Abschn. 6.1.2 entwickelte Verfahren für den Ansatz des Schwindens bei erhöhter Temperatur angewendet werden kann.

#### 6.2.4 Bestehende Ansätze zur Kriechvorhersage für erhöhte Temperatur

Ein Kriechvorhersageverfahren hat die Aufgabe, die Kriechverformung eines Betonbauteiles auf der Basis bekannter Grundinformationen über den Beton und das Bauteil und unter Ansatz der erwarteten Klima- und Lastgeschichte vorauszubestimmen. Dies gelingt den aus den Regelwerken bekannten Verfahren / 2 , 22, 30, 32/ bereits für Normaltemperatur nur mit erheblichen Vorhersagefehlern / 74, 105/. Die Berücksichtigung des Einflusses erhöhter Betriebstemperatur auf das Kriechen ist in diesen Verfahren, die alle auf phänomenologischer Basis formuliert wurden, nicht vorgesehen.

In den vergangenen Jahren wurden verschiedene Versuche unternommen, den Einfluß erhöhter Temperatur bis ca. 100 °C in der Beschreibung des Kriechens zu berücksichtigen. Als wichtige Beiträge seien der von Illston und Sanders / 82/ und jene von Mukaddam und Bresler /103/ sowie Fahmi et al. / 49/ genannt. In / 82/ wird für torsionsbeanspruchte, versiegelte Mörtelproben das Kriechen in die temperaturabhängigen Komponenten elastische Dehnung, verzögert elastische Dehnung und Fließdehnung unterteilt. In / 49, 103/ bedient man sich des sog. Zeitverschiebungsprinzips, das den Temperatur- und Alterseinfluß durch die Verschiebung einer Referenzkriechkurve auf einer logarithmischen Zeitskala erfaßt. Beide Verfahren wurden nur für versiegelt temperierten Beton bzw. Mörtel entwickelt; außerdem können sie den eingangs genannten Kriterien für ein Kriechvorhersageverfahren nicht genügen.

Derzeit gibt es nur ein Kriechvorhersageverfahren, das kombinierte Temperatur- und Feuchteinflüsse erfassen kann. Dies ist das von Bažant und Panula / 14/ entwickelte, als BP-Modell bekannte Verfahren, das teils empirisch aufgebaut ist, jedoch auch werkstoffphysikalische Aspekte berücksichtigt.

Im folgenden wird der Aufbau der Kriechfunktion im BP-Modell umrissen:

$$\Phi(t, \tau_0, \tau_s, \vartheta) = \frac{1}{E_0} + c_{sp,g}(t, \tau_0, \vartheta) + c_{sp,tr}(t, \tau_0, \tau_s, \vartheta) - c_{sp,p}(t, \tau_0, \tau_s, \vartheta) \quad (6.32)$$

Hierin ist  $1/E_0 + c_{sp,g}$  die Summe aus elastischer Verformung und Grundkriechen.  $E_0$  ist nach Bažants Definition ein sog. asymptotischer E-Modul nach sehr kurzer Belastungsdauer, der aus dem gemessenen statischen oder dynamischen E-Modul errechnet werden kann. Das Grundkriechen wird als Produkt zweier Potenzfunktionen (double power law) für die Berücksichtigung von Belastungsalter und Belastungsdauer formuliert. Thermische Effekte werden mittels eines zum Aktivierungsenergiekonzept äquivalenten Ansatzes berücksichtigt. Die spezifische Kriechverformung  $c_{sp,tr}$  beschreibt das Trocknungskriechen. Alter und Belastungsdauer sind wiederum multiplikativ verknüpft und Querschnitts- sowie Temperatureinflüsse werden entsprechend der Diffusionstheorie berücksichtigt. Durch  $c_{sp,p}$  wird die Abnahme des Grundkriechens infolge Trocknung, wiederum auf Basis der Diffusionstheorie, beschrieben.

Die Bilder 6.8 bis 6.11 zeigen den Vergleich der am Beton "Q" gemessenen, lastabhängigen Gesamtverformungen mit den nach dem BP-Modell errechneten. Aus den Bildern 6.8 und 6.9 geht hervor, daß die Übereinstimmung in den temperaturstationären Versuchen ("stat.") gut ist, das Verfahren vor allem bei 70 und 90 °C jedoch die Abnahme der Kriechgeschwindigkeit durch Trocknung unterschätzt und so zu einer Überschätzung der Verformung nach längerer Belastungsdauer

neigt. Hierin zeigt sich der allgemein bekannte Mangel /117/ der Potenzfunktion nach langer Belastungsdauer. Bei Normaltemperatur wird die Überschätzung i. d. R. erst nach sehr langer Belastung ( $>>1000$  d) offensichtlich /105/; bei erhöhter Temperatur und somit erheblich beschleunigter Trocknung tritt er demnach bereits nach vergleichsweise kurzer Belastungsdauer zutage.

Die Bilder 6.10 und 6.11 zeigen, daß das BP-Modell den Einfluß der Aufheizung unter Last ("instat.") auf die Entwicklung der Kriechverformung, dessen Berücksichtigung allerdings auch nicht explizit vorgesehen ist, nicht zutreffend erfaßt.

Das BP-Modell benötigt 18 Eingangsinformationen über den Beton, das Bauteil und die klimatischen Bedingungen und erfordert die Lösung von 38 Gleichungen um zur lastabhängigen Gesamtverformung bei erhöhter Temperatur zu gelangen. Zum einen stehen dem konstruierenden Ingenieur kaum derart umfassende Informationen zur Verfügung, zum anderen ist das Verfahren für die manuelle Anwendung recht aufwendig.

#### 6.2.5 Überprüfung der Eignung der Kriechvorhersagemethode nach CEB/FIP für erhöhte Temperatur

Im Sinne einer einfachen Anwendung ist zur Berücksichtigung thermisch-hygrischer Einflüsse die Erweiterung der Kriechvorhersagemethode im geltenden Regelwerk erstrebenswert. Deshalb wurde die diesbezügliche Eignung der Methode nach CEB/FIP / 30/ und der prinzipiell gleichartigen nach DIN 4227 / 42/ überprüft.

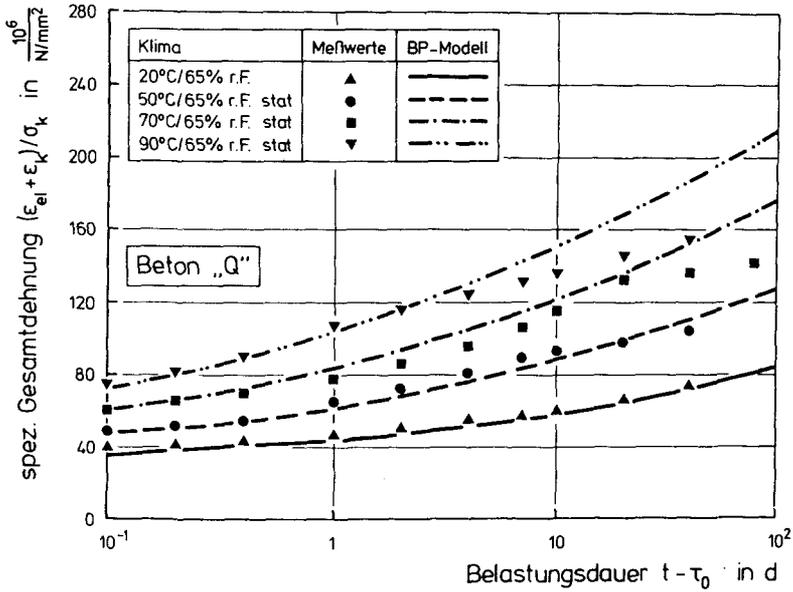


Bild 6.8: Gemessene und mit dem BP-Modell errechnete Gesamtdehnung von Beton "Q" für 65 % r. F. stat.

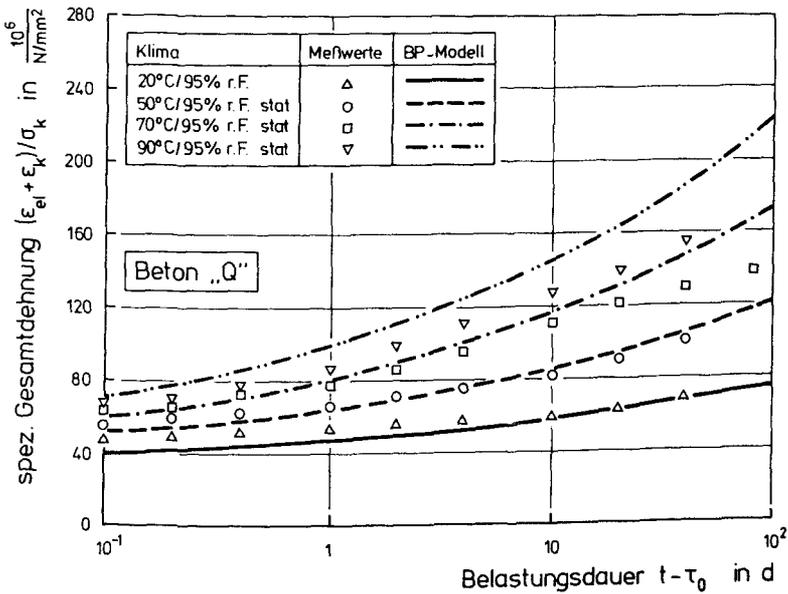


Bild 6.9: Gemessene und mit dem BP-Modell errechnete Gesamtdehnung von Beton "Q" für 95 % r. F. stat.

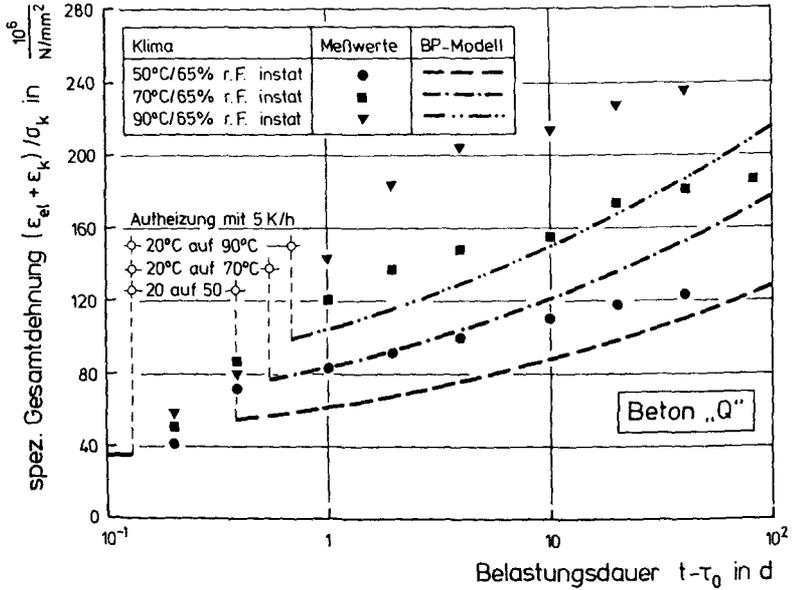


Bild 6.10: Gemessene und mit dem BP-Modell errechnete Gesamtdehnung von Beton "Q" für 65 % r. F. instat.

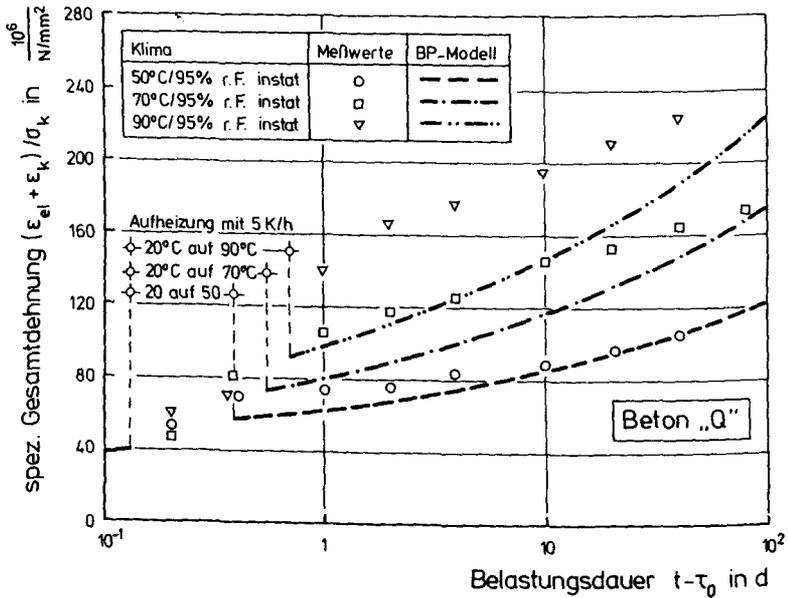


Bild 6.11: Gemessene und mit dem BP-Modell errechnete Gesamtdehnung von Beton "Q" für 95 % r. F. instat.

Die Kriechfunktion im CEB/FIP Model Code lautet:

$$\Phi(t, \tau_0) = \frac{1}{E(\tau_0)} + \frac{\varphi_a(\tau_0) + \varphi_v(t - \tau_0) + [\varphi_f(t) - \varphi_f(\tau_0)]}{E(28d)} \quad (6.33)$$

Hierin ist  $1/E(\tau_0)$  die elastische Dehnung im Belastungsalter  $\tau_0$ .  $\varphi_a$  ist die sog. rasche Anfangsverformung, ein Teil der sich am ersten Belastungstag entwickelnden Fließverformung.  $\varphi_v$  ist der reversible, sog. verzögert elastische Anteil der Kriechzahl und  $\varphi_f$  bezeichnet die Fließverformung abzüglich  $\varphi_a$ .

Die auf Rüsç et al. /146/ zurückgehende Abspaltung der raschen Anfangsverformung von der restlichen Fließverformung wird mit deren hoher Verformungsgeschwindigkeit und ausgeprägter Altersabhängigkeit begründet. Die Abspaltung ist vermutlich nicht in werkstoffphysikalischer Hinsicht notwendig, sondern ergibt sich aus dem Merkmal des Summationskriechansatzes, die zeitliche Fließverformungsentwicklung und die Altersabhängigkeit des Fließens mit derselben Zeitfunktion zu erfassen. Nach Rüsç et al. ist die rasche Anfangsverformung von der Bauteildicke und vom Feuchtegehalt i. w. unabhängig, hängt aber in starkem Maße vom Hydratationsgrad ab.

Bild 6.12 bestätigt dies für erhöhte Temperatur anhand von Versuchen aus der Literatur.  $\epsilon_a$  umfaßt hier die gesamte Fließverformung am ersten Belastungstag. Der mittlere Hydratationsgrad im Belastungsalter wurde nach / 73/ abgeschätzt. Trägt man das Verhältnis  $\epsilon_a(\vartheta)/\epsilon_a(20^\circ\text{C})$  über der Temperatur auf, so ergibt sich für die in Bild 6.12 verwendeten sowie eigene Versuchsergebnisse der in Bild 6.13 dargestellte Zusammenhang. Die am ersten Belastungstag entstehende Fließverformung ist also näherungsweise linear von der Temperatur abhängig; der Hydratationsgrad prägt die Temperaturabhängigkeit nicht.

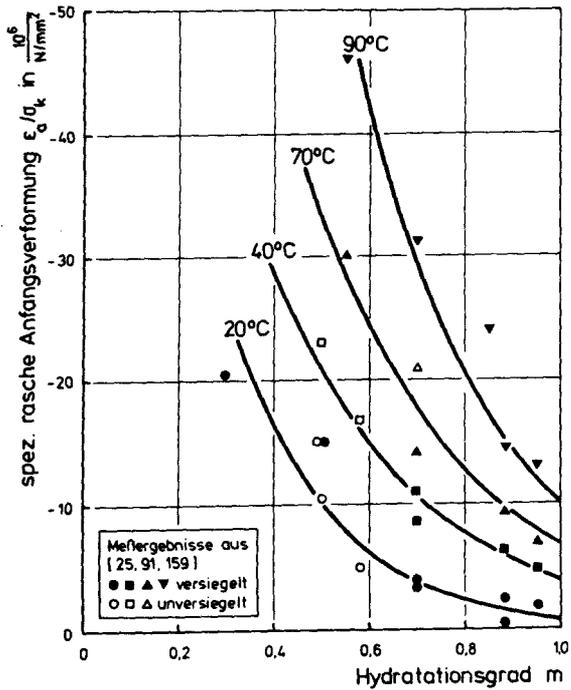


Bild 6.12: Anfangsfließen als Funktion von Temperatur und Hydratationsgrad

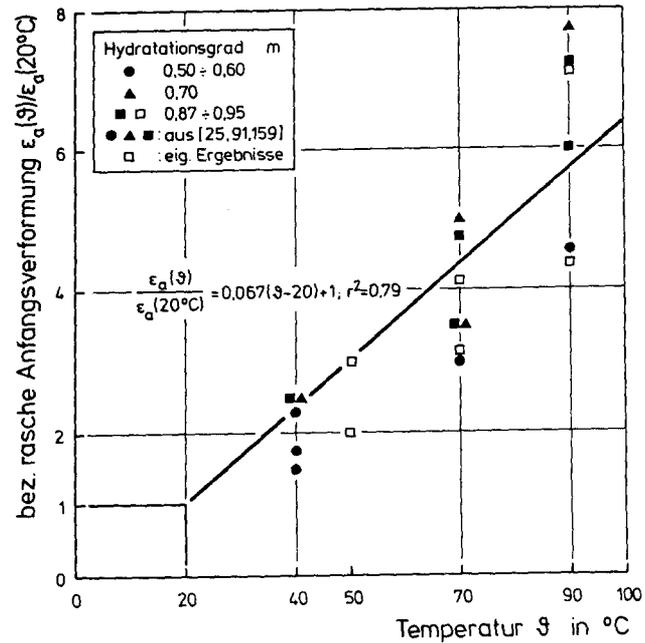


Bild 6.13: Anfangsfließen für erhöhte Temperatur

Aus den in Abschn. 5.6 dargestellten Versuchsergebnissen geht hervor, daß die verzögert elastische Verformung nicht signifikant von der Temperatur oder vom Feuchtegehalt abhängt. In Bild 6.14 sind die gemessenen, verzögert elastischen Dehnungen zur Verdeutlichung ihrer zeitlichen Entwicklung auf den Endwert

$$\epsilon_{v\infty} = 0,40 \epsilon_{el}(28 d) \quad (6.34)$$

nach CEB/FIP bezogen aufgetragen. Im Beobachtungszeitraum von 20 bzw. 40 d nach der Entlastung ist keine Temperaturabhängigkeit der zeitlichen Entwicklung erkennbar. Ferner sieht man, daß sich die verzögerte Elastizität in guter Übereinstimmung zur Zeitfunktion nach CEB/FIP entwickelt, der mit  $0,40 \epsilon_{el}(28 d)$  vorgegebene Endwert jedoch zu hoch ist. Dieses Ergebnis steht im Einklang mit neueren Erkenntnissen /104/, die darauf hinweisen, daß der altersunabhängige Ansatz der verzögerten Elastizität im CEB/FIP Model Code

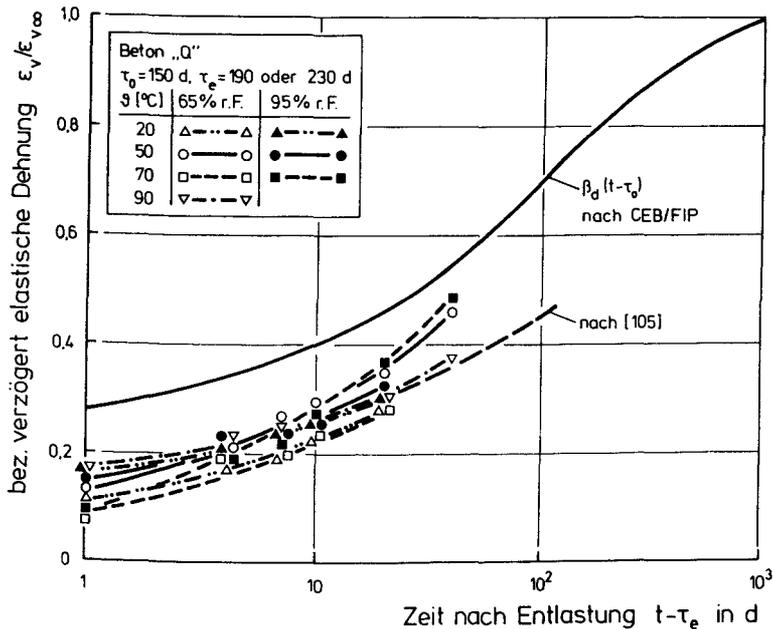


Bild 6.14: Zeitliche Entwicklung der verzögert elastischen Dehnung

zu einer Überschätzung der Werte für älteren Beton, wie den hier verwendeten, führt. Ebenfalls eingetragen ist die Entwicklung der verzögerten Elastizität nach dem Ansatz von Müller /105/, wonach Übereinstimmung mit den Meßergebnissen herrscht. Die Ergebnisse erlauben den Schluß, daß im Temperaturbereich bis 90 °C die Höhe und die zeitliche Entwicklung der verzögert elastischen Verformung nicht temperaturabhängig sind.

Der Ansatz für die Fließverformung nach CEB/FIP geht davon aus, daß die Alterung des Betons und die zeitliche Entwicklung des Fließens derselben Zeitfunktion gehorchen. Darüber hinaus werden das Grund- und Trocknungsfließen nicht differenziert betrachtet.

Wie in den Abschn. 6.2.1 und 6.2.2 ausgeführt wurde, liegen den beiden Fließkomponenten aber grundsätzlich verschiedene Ursachen zugrunde; dementsprechend folgen sie prinzipiell verschiedenen Zeitgesetzen. Diese Verfahrensweise nach CEB/FIP verhindert, wie die folgenden Ausführungen zeigen, die einfache Erweiterung des Fließansatzes zur Berücksichtigung erhöhter Temperatur.

Der CEB/FIP-Ansatz nimmt an, daß trocknender Beton auch nach sehr langer Belastungsdauer eine stets größere Fließverformung aufweist als solcher, der i. w. keinen Feuchteaus-tausch mit der Umgebung erfährt. Bild 6.15 zeigt das beispielhaft für zwei extreme Umgebungsfeuchtebedingungen und für das im Ansatz verankerte Spektrum der effektiven Bauteildicke.

Der auf breiter experimenteller Basis für Normaltemperatur formulierte Fließansatz nach CEB/FIP kann nur dann zutreffend sein, wenn die Trocknung so langsam verläuft, daß auch nach sehr langer Belastungsdauer noch nennenswertes Trocknungsfließen stattfindet. Dies kann überhaupt nur für Normaltemperatur der Fall sein, denn bei erhöhter Temperatur erfolgt die Trocknung mit mehrfacher Geschwindigkeit, so daß das Trocknungsfließen vor allem in feingliedrigen Bauteilen bereits nach vergleichsweise kurzer Zeit abklingt.

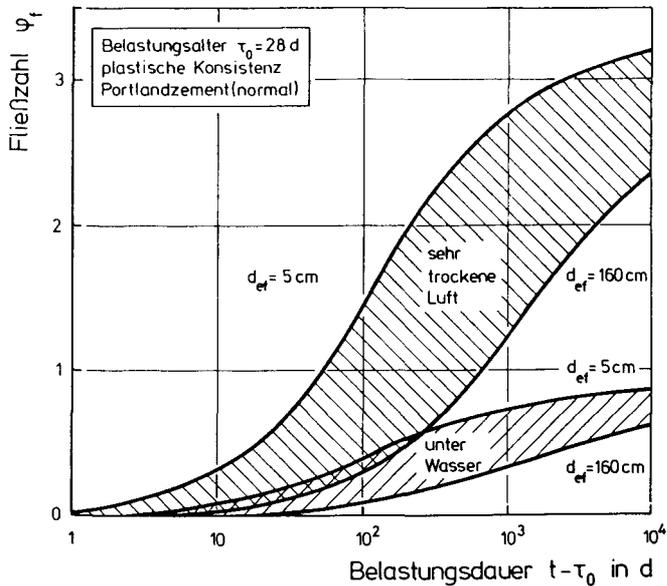


Bild 6.15: Fließzahl für extreme Klimabedingungen nach CEB/FIP Model Code

In diesem Fall folgt die Kriechverformung qualitativ der in Bild 6.16 skizzierten Entwicklung. Während die mit ① und ② gekennzeichneten Verläufe das Grundkriechen bei unterschiedlichen Gleichgewichtsfeuchten  $u_1$  und  $u_2$  ( $u_1 > u_2$ ) symbolisieren, beschreibt die Verformungslinie ③ das Kriechen eines bis  $t_1$  von  $u_1$  auf  $u_2$  austrocknenden Körpers. Während des Trocknungsvorganges ist die Kriechgeschwindigkeit für ③ größer als für ①; im Anschluß, im neuen Gleichgewicht bei  $u_2$ , entspricht sie etwa der von ②. Dies führt im weiteren Belastungsverlauf zu einem Anstieg der Kriechverformung von ① über diejenige von ③.

Zusammenfassend ist festzustellen, daß der Ansatz nach CEB/FIP / 30/ und auch der nach DIN 4227 / 42/ in der vorliegenden Formulierung ungeeignet sind, für die Berücksichtigung erhöhter Temperatur erweitert zu werden. Voraus-



Wesentliche Merkmale des Verfahrens sind:

- Die Größe und die zeitliche Entwicklung der verzögert elastischen Verformung sind altersabhängig; die verzögert elastische Verformung hängt linear von der Spannung ab und wird durch die Betonzusammensetzung und das Umgebungsklima beeinflusst.
- Die Fließverformung wird in das Grund- und das Trocknungsfließen aufgespalten. Beide Komponenten hängen vom Belastungsalter und von der Betonzusammensetzung ab.
- Das Grundfließen ist linear von der Spannung abhängig und gehorcht einem logarithmischen Zeitgesetz.
- Das Trocknungsfließen hängt nichtlinear von der Spannung ab und wird durch eine hyperbolische Zeitfunktion beschrieben, in die klimatische und geometrische Bedingungen eingehen.

Der folgende Summationsansatz liegt dem Verfahren zugrunde:

$$c_{sp}(t, \tau_0, \alpha) = c_{sp,v}(t, \tau_0) + c_{sp,f,g}(t, \tau_0) + c_{sp,f,tr}(t, \tau_0, \tau_s, \alpha) \quad (6.35)$$

Die Komponenten werden mittels multiplikativ verknüpfter Funktionen von mehreren Abhängigen beschrieben, deren Parameter entweder aus einzelnen Versuchsreihen bestimmt oder durch Regressionsanalyse aus dem gesamten Datenmaterial ermittelt wurden.

Die Formulierungen der einzelnen Komponenten verzögert elastische Verformung, Grundfließen und Trocknungsfließen lauten:

$$c_{sp,v} = h_1(V_g, E_{28}) \cdot h_2(\varphi, d_{ef}) \cdot g_1(\tau_0) \cdot f_1(t, \tau_0) \quad (6.36)$$

$$c_{sp,f,g} = h_3(w, V_g, E_{28}) \cdot h_4(t, \tau_s, d_{ef}, \varphi) \cdot f_2(t, \tau_0, w) \quad (6.37)$$

$$c_{sp,f,tr} = h_5(w, V_g, E_{28}) \cdot h_6(\tau_0, \tau_s, d_{ef}, \varphi) \cdot h_7(\alpha, t, \tau_0, d_{ef}, w) \cdot g_2(\tau_0) \cdot f_3(t, \tau_0, d_{ef}, w) \quad (6.38)$$

Auf die Formulierung der Funktionen und ihre Parameter wird hier nicht weiter eingegangen; sie können /105/ entnommen werden.

Zur Erweiterung des Ansatzes für erhöhte Temperatur werden jene Erkenntnisse über die Temperaturabhängigkeit der einzelnen Verformungskomponenten in den Ansatz eingeführt, die in den vorangegangenen Abschnitten erläutert wurden. Eine mathematische Anpassung der Funktionen und Konstanten an die eigenen Versuchsergebnisse wird nicht vorgenommen.

Zu den Modifizierungen im einzelnen:

- Die verzögert elastische Verformung hat sich als i. w. temperaturunabhängig erwiesen. Der Ansatz nach /105/ beschreibt die gemessene Verformung zutreffend und bleibt daher unverändert.
- Für die Grundfließverformung (Gl. (6.37)) sind die Größe und der zeitliche Verlauf (Funktion  $f_2$ ) temperaturabhängig auszudrücken. Hierzu wird Gl. (6.31) herangezogen:

$$f_{2,s} = e^{2400[\frac{1}{t_0} - \frac{1}{t}]} \ln \left[ \left( \frac{1}{60w} + \frac{6,5}{2,1 + \tau_0^{1,2}} \right) \left( (t - \tau_0) \cdot e^{2400[\frac{1}{t_0} - \frac{1}{t}]} \right)^{2/3} + 1 \right] \quad (6.39)$$

Zur Berücksichtigung der Abnahme des Grundfließens infolge beschleunigter und verstärkter Trocknung ist die dies beschreibende Funktion  $h_4$  zu modifizieren. Dies geschieht durch Einführung der Temperaturabhängigkeit der Gleichgewichtsfeuchte  $w_{\infty}(\vartheta/\varphi)/w_{\infty}(20/\varphi)$ . Die von Müller

zur Beschreibung des Trocknungsverlaufs verwendete Exponentialfunktion wird gegen die Gln.(2.28) und (5.6) ausgetauscht, deren Eignung für die Beschreibung des zeitlichen Trocknungsverlaufs bei erhöhter Temperatur in Abschn. 5.4.4 gezeigt wurde. Damit lautet die Funktion  $h_4$ :

$$h_{4,\vartheta} = 1 - \left[ 1 - \left( \frac{\varphi}{100} \right)^{1/2} \frac{W_{\infty}(\vartheta/\varphi)}{W_{\infty}(20/\varphi)} \right] \left[ 1 - e^{-\alpha(\vartheta) [t - \tau_s / d_{ef}^2]} \right]^{1/3} \quad (6.40)$$

- In Gl. 6.38 beschreibt die hyperbolische Funktion  $f_3$  die zeitliche Entwicklung des Trocknungsfließens in Abhängigkeit vom Wasserzementwert, der wirksamen Körperdicke und der Trocknungsdauer. Da sich das Trocknungsfließen nach den Erkenntnissen von Rüschi /147/ affin zum Schwinden entwickelt, wird  $f_3$  durch die in Abschn. 6.1 eingeführte, exponentielle Zeitfunktion des Schwindens ersetzt, die dieselben Abhängigkeiten berücksichtigt. Diese Funktion liefert bei 20 °C ähnliche Werte wie die hyperbolische Funktion und ist auch für erhöhte Temperatur geeignet:

$$f_{3,\vartheta} = 1 - e^{-\alpha(\vartheta) [t - \tau_s / d_{ef}^2]} \quad (6.41)$$

Das sich in Affinität zum Schwinden infolge der erhöhten Temperatur einstellende erhöhte Trocknungsfließen wird in Funktion  $h_6$  folgenderweise berücksichtigt:

$$h_{6,\vartheta} = h_6 \frac{\varepsilon_{s,b\infty}(\vartheta/\varphi)}{\varepsilon_{s,b\infty}(20/\varphi)} \quad (6.42)$$

Die Ermittlung von  $\varepsilon_{s,b\infty}$  wird nach Abschn. 6.1.2, Gln. (6.9) und (6.13), vorgenommen.

- Die thermisch bedingte Abnahme des Elastizitätsmoduls, die sich nach Abschn. 5.3.3 i. w. temperaturierungszeitunabhängig ergibt, wird erfaßt durch:

$$E(\vartheta) = 1 - \frac{\vartheta - 20}{350} \quad (6.43)$$

mit  $\vartheta$  in °C im Gültigkeitsbereich  $20 \text{ °C} \leq \vartheta \leq 90 \text{ °C}$ .

In den Bildern 6.17 und 6.18 sind die am Beton "Q" für den stationären Temperaturfall gemessenen, lastabhängigen Gesamtverformungen den Verformungen gegenübergestellt, die sich nach dem erläuterten, erweiterten Müller-Ansatz ergeben.

Für die Versuche bei 65 % r. F. ist die Übereinstimmung insbesondere nach längerer Belastungsdauer deutlich besser als nach dem BP-Modell (Bild 6.8). Die zeitliche Entwicklung der Kriechverformung wird zutreffend beschrieben.

Für die Versuche bei 95 % r. F. ist die Übereinstimmung schlechter. Die gemessenen Verformungen liegen über den vorherbestimmten. Da bei 95 % r. F. ein vergleichsweise geringerer Anteil der Verformung dem Trocknungsfließen und ein größerer Anteil dem Grundfließen entspringt, ist zu schließen, daß die thermische Aktivierung des Grundfließens in Gl. (6.39) unterschätzt wird.

Für den Fall der Aufheizung unter Last ergibt sich ebenfalls eine befriedigende Übereinstimmung gemessener und errechneter Werte, wenn man die nach 2tägiger Belastung konstante Erhöhung der Kriechdehnung nach Bild 5.40 zu der für den stationären Temperaturfall errechneten für  $(t - \tau_0) \geq 2 d$  addiert (Bild 6.19 und 6.20).

Abschließend sei bemerkt, daß man, in der dargestellten Weise Müllers Ansatz erweiternd, natürlich den Gültigkeitsbereich des Vorhersageverfahrens, innerhalb dessen die mathematischen Ansätze und Konstanten bestimmt wurden, verläßt. Grundsätzlich besteht die Gefahr, daß dadurch unentdeckt bleibende, systematische Fehler erzeugt werden. Da aber unter kontrollierten thermisch-hygrischen Bedingungen gewonne-

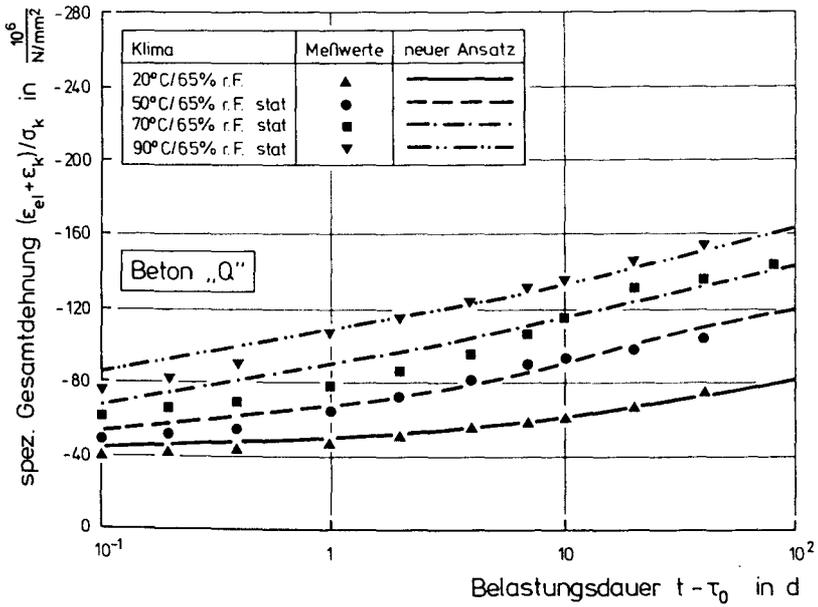


Bild 6.17: Gemessene und mit dem neuen Ansatz errechnete Gesamtdehnung von Beton "Q" für 65 % r. F. stat.

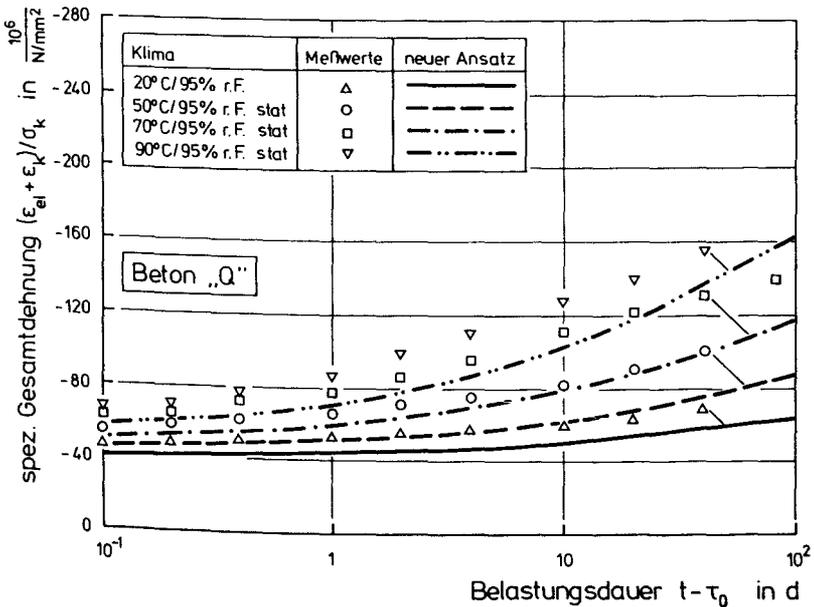


Bild 6.18: Gemessene und mit dem neuen Ansatz errechnete Gesamtdehnung von Beton "Q" für 95 % r. F. stat.

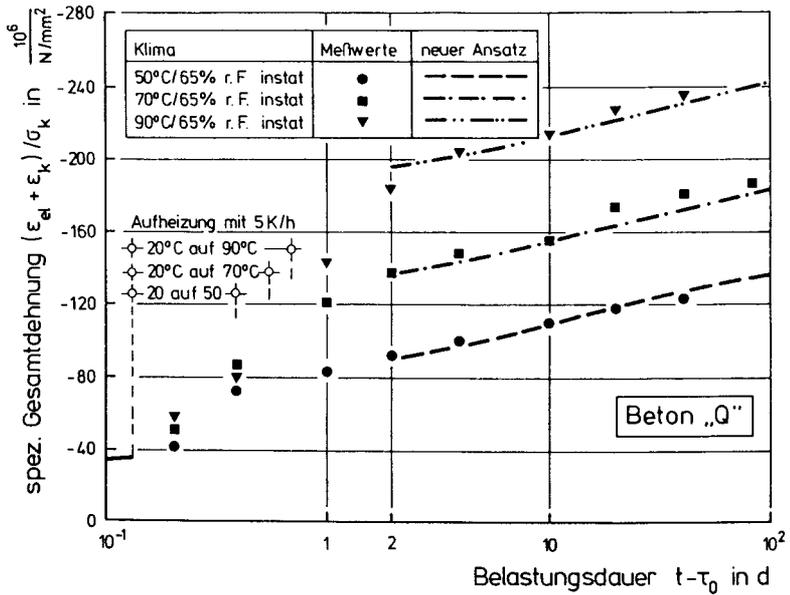


Bild 6.19: Gemessene und mit dem neuen Ansatz errechnete Gesamtdehnung von Beton "Q" für 65 % r.F. instat.

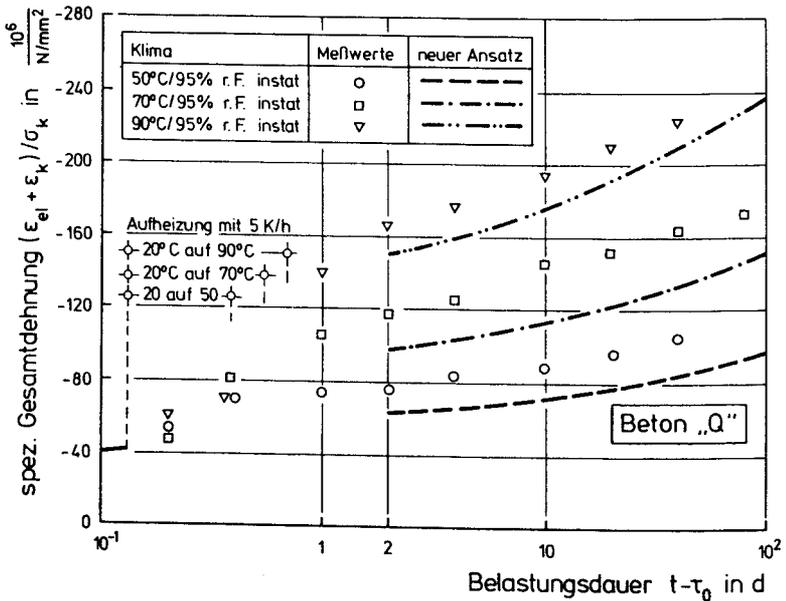


Bild 6.20: Gemessene und mit dem neuen Ansatz errechnete Gesamtdehnung von Beton "Q" für 95 % r. F. instat.

ne Versuchsergebnisse zum Kriechen von Beton im betrachteten Temperaturbereich selten sind, ist die statistisch untermauerte Bestimmung von Funktionen und Konstanten, wie Müller sie für Normaltemperatur vornahm, undurchführbar. Die Fehlergefahr erscheint auch im Rahmen der möglichen Vorhersagegenauigkeit begrenzt, weil schließlich die primär temperaturbeeinflussten Parameter, wie z. B. Geometrie- und Porenraumparameter für das Trocknungsfließen, in phänomenologisch richtiger und nach heutigem Wissen physikalisch zutreffender Weise Berücksichtigung finden.

Außerdem ist es nicht das Ziel der vorgenommenen Erweiterung, für erhöhte Temperatur einen gleichermaßen abgesicherten Ansatz zu präsentieren wie Müller für Normaltemperatur. Vielmehr soll demonstriert werden, wie ein Kriechansatz auf Basis des Summationsansatzes beschaffen sein muß, um für eine Erweiterung prinzipiell geeignet zu sein und welche Funktionen für eine derartige Erweiterung unter Berücksichtigung der Verformungsursachen und -mechanismen in Frage kommen. Das konnte gezeigt werden.

#### 6.2.7 Zusammenfassung

Zur Vorhersage der Kriechverformung von Beton bei erhöhter Temperatur ist die Unterteilung des Fließens in die Komponenten Grund- und Trocknungsfließen unerlässlich, denn den Komponenten liegen verschiedene Verformungsursachen zugrunde und sie folgen grundsätzlich verschiedenen Zeitgesetzen. Die Erweiterung des Kriechansatzes im Regelwerk (CEB/FIP, DIN 4227) für die Anwendung bei erhöhter Temperatur scheidet deswegen aus. Die von Müller vorgestellte Kriechvorhersagemethode für Normaltemperatur kann jedoch dahingehend erweitert werden. Dazu wird die thermische Aktivierung des Grundfließens in einem Arrhenius-Ansatz berücksichtigt und für das zum Schwinden affine Trocknungsfließen kann der in Abschn. 6.1 vorgestellte Schwindansatz verwendet werden.

## 7 FOLGERUNGEN FÜR PRAXIS UND FORSCHUNG

Erhöhte Gebrauchstemperaturen bleiben im Regelwerk zur Bemessung und Ausführung von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen (DIN 1045, DIN 4227) unberücksichtigt. In die Anwendungsnormen zur Auslegung von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen für Kernkraftwerke (DIN 25 449, DIN 25 459) für Betrieb und Störfall hingegen findet der Parameter erhöhte Temperatur Eingang.

In der 1987 zu erwartenden Neufassung der DIN 1045 soll die Auswirkung einer erhöhten Gebrauchstemperatur auf die Druckfestigkeit und den Elastizitätsmodul berücksichtigt werden. Für den Fall nur kurzzeitiger Temperatureinwirkung (bis ca. 24 h) zwischen 80 und 250 °C sollen die Rechenwerte derart abgemindert werden, daß sie für 250 °C mit 70 % der Werte bei Normaltemperatur angesetzt werden und zwischen 80 und 250 °C linear interpoliert wird. Wirken Temperaturen über 80 °C ständig ein, so sollen die Rechenwerte im Einzelfall bestimmt werden. Für Kernkraftwerke bleibt für den Fall kurzzeitiger Temperatureinwirkung (bis 24 h) die Druckfestigkeit bis 70 °C und der E-Modul bis 50 °C unverändert. Bei 250 °C ist die Druckfestigkeit auf 70 % und der E-Modul auf 50 % abzumindern. Bei langzeitiger Temperatureinwirkung oberhalb der Grenzwerte ist der Temperatureinfluß wiederum im Einzelfall zu prüfen.

Die in dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen und auch der Kenntnisstand in der Literatur zeigen, daß vor allem der in DIN 1045 vorgesehene Ansatz, der für Temperaturen < 100 °C i. w. keine Änderung der Rechenwerte von Druckfestigkeit und Elastizitätsmodul vorsieht, den Temperatureinfluß in diesem Bereich unterschätzt. Zutreffender wäre, für beide Kennwerte eine Abminderung um 20 % bei 100 °C vorzunehmen und zwischen 20 und 100 °C linear zu interpolieren. Um die Temperaturberücksichtigung einfach zu gestalten, kann der Feuchteinfluß, der für Druckfestigkeit und Elastizitätsmodul ja gegensinnig ist, ebenso unberücksichtigt blei-

ben, wie jener der Temperierungsdauer und der der Betonzusammensetzung.

Der Temperatureinfluß auf das Kriechen und Schwinden wird in DIN 4227 vernachlässigt. Für Kernkraftwerke (DIN 25 459) wird der Temperatureinfluß zwischen 20 und 100 °C durch einen einfachen Korrekturfaktor in der nach DIN 4227 errechneten Kriech- und Schwinddehnung berücksichtigt. Der Faktor beträgt für 100 °C 2,52. Zwischen 20 und 100 °C nimmt er linear zu.

Die Vernachlässigung des Temperatureinflusses in DIN 4227 führt zu erheblicher Unterschätzung des Kriechens und Schwindens im Temperaturbereich bis 100 °C. Der für Kernkraftwerksbauteile eingeführte Korrekturfaktor, der das Kriechen bei erhöhter Temperatur als affin zu dem bei Normaltemperatur beschreibt, kann nur für massige Bauteile zutreffend sein. Um das Kriechen von Betonbauteilen mit beliebiger wirksamer Dicke bei erhöhter Temperatur hinsichtlich der Größe und des zeitlichen Ablaufs wirklichkeitsnah zu bestimmen, ist vor allem die getrennte Formulierung des Grund- und Trocknungsfließens erforderlich. Der Kriechansatz in DIN 4227 für Normaltemperatur müßte zunächst einmal dahingehend modifiziert werden. Einen Vorschlag hierfür hat Müller kürzlich erarbeitet /105/. Darauf aufbauend kann der Einfluß erhöhter Temperatur hinsichtlich der grundsätzlichen Verformungscharakteristik und auch der Größenordnung mit Hilfe des in dieser Arbeit vorgestellten Ansatzes formuliert werden. Auch das Schwinden bei erhöhter Temperatur kann damit zutreffend beschrieben werden.

Die Versuche dieser Arbeit erfassen nur einen Ausschnitt der klimatischen, geometrischen und stofflichen Parameter, die das Materialverhalten von Beton bei erhöhter Temperatur prägen. Dies gilt in besonderem Maße für die Langzeitverformung. Nun ist aber auch für Normaltemperatur die heute mögliche Vorhersagegenauigkeit der Langzeitverformung unbefriedigend. Dies ist trotz, oder vielleicht gerade wegen des

umfangreichen, aber äußerst heterogenen Datenmaterials der Fall.

Deshalb erscheint es wenig sinnvoll, auf breiter Basis, zahlreiche Parameter variierend, experimentelle Untersuchungen der Langzeitverformungen bei erhöhter Temperatur vorzunehmen. Das Ergebnis kann nur noch stärker streuend ausfallen als für Normaltemperatur. Vielmehr sollte nur schwerpunktmäßig experimentell gearbeitet werden, z. B. um die Gültigkeit des Superpositionsprinzips bei erhöhter Temperatur zu prüfen, auch für komplexe, u. a. fallende Temperatur-Lastgeschichten; oder um die sich in der Anfangsphase der Belastung abspielenden Verformungsprozesse in Abhängigkeit von der Temperatur-Lastgeschichte, der Temperaturhöhe und der Betonfeuchte zu studieren. Eine generelle Verbesserung der Vorhersagegenauigkeit der Betonlangzeitverformungen sowohl für erhöhte Temperatur als auch für Normaltemperatur ist davon abhängig, unser Wissen um die Vorgänge im Betongefüge unter dem Einfluß von Temperatur und Last zu erweitern. Diesem Ziel sollte verstärkt Aufmerksamkeit geschenkt werden.

## 8 ZUSAMMENFASSUNG

Im Zuge der Entwicklung von Spannbeton-Reaktordruckbehältern wurde der Einfluß erhöhter Temperatur auf die Betoneigenschaften für die Grenzsituationen der Betonfeuchte, gesättigt bzw. versiegelt und trocken, die i. w. für massige Bauteile zutreffen, intensiv studiert. Hingegen ist der Kenntnisstand für vergleichsweise feingliedrige Bauteile anderer Bauwerke der Energietechnik gering. Der überwiegende Querschnittsbereich derartiger Bauteile korrespondiert, aktiviert durch erhöhte Temperatur, mit der Umgebungsluft. Die vorliegende Arbeit befaßt sich mit dem Einfluß der Betonfeuchte auf Festigkeit und Verformung von Beton unter der Einwirkung erhöhter Temperatur bis ca. 100 °C. Die klimatischen und geometrischen Parameter werden so modelliert, daß sie zur Erschließung des Feuchtebereiches zwischen den genannten Grenzsituationen geeignet sind.

Da das Wasser im Zementstein auf das Festigkeits- und Verformungsverhalten von Beton wichtigen Einfluß ausübt, werden eingangs Grundlagen der Porosität des Zementsteins, der Bindung und der Eigenschaften des Wassers im Porenraum sowie des Transports von Wasser dargestellt. Außerdem werden die Feuchtebedingungen in massigen und nichtmassigen Betonbauteilen bei erhöhter Temperatur erläutert und einander gegenübergestellt. Die Ergebnisse lassen es gerechtfertigt erscheinen, in dünnen Bauteilen die Ortsveränderlichkeit von Temperatur und Feuchte zu vernachlässigen und die Betrachtungen näherungsweise auf die Zeitabhängigkeit der mittleren Werte im Bauteilquerschnitt zu reduzieren.

Anhand einer Literatursichtung wird der wichtige Einfluß der Betonfeuchte auf das Festigkeits- und Kurzzeitverformungsverhalten temperierten Betons herausgestellt. In einer Literatursichtung zum Kriechen bei erhöhter Temperatur werden jene Einflüsse beleuchtet, die die Struktur und den Zustand des Werkstoffes beschreiben, die Höhe und Dauer der Lasteinwirkung sowie die thermisch-hygrischen Umgebungsbedingungen

betreffen. Es zeigt sich, daß gerade die hygri-schen Bedingungen wichtige Parameter für das Kriechen bei erhöhter Temperatur sind, sie aber nur in wenigen Versuchen gezielt variiert, kontrolliert und dokumentiert wurden.

Die eigenen Versuche befassen sich mit den Festigkeiten, dem Kurzzeitverformungsverhalten, der thermischen Dehnung sowie dem Schwinden und Kriechen von dünnen Betonkörpern ( $d_{ef} \approx 7$  cm), die bei erstmaliger Temperierung bereits weitgehend hydratisiert sind. Sie werden auf unterschiedliche Ausgangsfeuchten konditioniert und trocknen unter der Einwirkung erhöhter Temperatur bis 90 °C auf definierte Feuchtegehalte aus. Die Betonzusammensetzung wird hinsichtlich Zuschlagart und Bindemittelart variiert. Die Ergebnisse zeigen den prägenden Einfluß des Feuchtegehalts und der Änderungen des Feuchtegehalts unter Temperatureinwirkung auf die Betoneigenschaften. Anhand struktureller Untersuchungen und theoretischer Betrachtungen der Wasserbindung im Porenraum sowie im Betongefüge ablaufender Vorgänge werden die beobachteten Effekte vorrangig verantwortlichen Mechanismen zugewiesen.

Die zeitabhängige Abnahme der mittleren Bauteilfeuchte kann mit einem einfachen Näherungsverfahren unter Verwendung eines von der Temperatur, der Zementsteinporosität und der Umgebungsfeuchte abhängigen Transportkoeffizienten zutreffend beschrieben werden. Die mittlere Schwindverformung entwickelt sich hinsichtlich ihres zeitlichen Fortgangs und ihrer Größe affin zur Betontrocknung. Deshalb kann ein einfacher Ansatz auf Basis des genannten Trocknungsansatzes zur Vorhersage der mittleren Schwindverformung eines Betonkörpers bei erhöhter Temperatur herangezogen werden. Das im Regelwerk verankerte Schwindvorhersageverfahren für Normaltemperatur ist für erhöhte Temperatur ungeeignet.

Zur Vorhersage des Betonkriechens bei erhöhter Temperatur ist es unerläßlich, das Fließen in die Komponenten Grund- und Trocknungsfließen zu unterteilen. Die verzögert elastischen

sche Verformung entwickelt sich i. w. temperaturunabhängig. Die Erweiterung des Kriechansatzes im Regelwerk (CEB/FIP, DIN 4227) für die Anwendung bei erhöhter Temperatur scheidet aus, jedoch kann eine neue, auf Basis des Summationsansatzes entwickelte Vorhersagemethode für Normaltemperatur dahingehend erweitert werden.

9 LITERATUR

- /1/ ABRAMS, M.S.  
Compressive strength of concrete at temperatures to 1600 F  
ACI, Sp-25-2, 1968, S.33-59
- /2/ ACI COMMITTEE 209  
Prediction of creep, shrinkage, and temperature effects in  
concrete structures  
ACI, Sp-76, 1982, S.193-301
- /3/ ALDA, W.  
Zum Schwingkriechen von Beton  
Dissertation, TU Braunschweig, 1978
- /4/ ALI, I.; KESLER, C.E.  
Mechanism of creep in concrete  
ACI, SP-9-2, 1964, S.35-63
- /5/ ALTMANN, K.  
Das Verhalten von Beton bei Einwirkung von Feuchtigkeit  
Dissertation, TU Berlin, 1968
- /6/ ARTHANARI, S.; YU, C.W.  
Creep of concrete under uniaxial and biaxial stresses at  
elevated temperatures  
Mag. of Concrete Research, Vol.19, 1967, No.60, S.149-156
- /7/ ARTHANARI, S.; YU, C.W.  
An analysis of the creep and shrinkage effects upon pre-  
stressed concrete members under temperature gradient and  
its application  
Mag. of Concrete Research, Vol.19, 1967, No.60, S.157-164
- /8/ ASCHL, H.  
Mechanische Eigenschaften von Massenbeton unter erhöhten  
Temperaturen  
Veröffentlichung des Lehrstuhls für Massivbau,  
TU München, 1977
- /9/ ASCHL, H.  
Concrete for PCRVS: Mechanical properties at elevated  
temperatures and residual mechanical behaviour after triaxial  
preloading  
5. International Conference on SMIRT, Berlin, 1979, No.H 1/4
- /10/ ASCHL, H.; STÜCKL, S.  
Wärmeausdehnung, Elastizitätsmodul, Schwinden, Kriechen und  
Restfestigkeit von Reaktorbeton unter einachsiger Belastung  
und erhöhten Temperaturen  
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 324, 1981

- /11/ BAŽANT,Z.P.  
Theory of creep and shrinkage in concrete structures:  
A precis of recent developments  
Pergamon Press, 1975, S.1-95
- /12/ BAŽANT,Z.P.; OSMAN,E.  
Discussion: On the choice of creep function for standard  
recommendations on practical analysis of structures  
Cement and Concrete Research, Vol.5, 1975, No.2, S.129-138
- /13/ BAŽANT,Z.P.; NAJJAR,L.J.  
Nonlinear water diffusion in nonsaturated concrete  
Materiaux et Constructions, Vol.5, 1972, No.25, S.3-20
- /14/ BAŽANT,Z.P.; PANULA,L.  
Practical prediction of time dependent deformations of  
concrete (Teil 1-6)  
Materiaux et Constructions, Vol.11, 1978, No.65, S.307-328;  
Vol.11, 1978, No.66, S.415-434; Vol.12, 1979, No.69,  
S.169-183
- /15/ BAŽANT,Z.P.; CHERN,J.C.  
Triple power law for concrete creep  
Journal of Engineering Mechanics, Vol.111, 1985, No.1,  
S.63-83
- /16/ BAŽANT,Z.P.; WITTMANN,F.H.; KIM,J.K.; ALOU,F.  
Statistical extrapolation of shrinkage data regression  
Laboratory of Building Materials, Swiss Federal Institute of  
Technology, Lausanne, 1986, S.155-206
- /17/ BAŽANT,Z.P.; ASCE,M.; WU,S.T.  
Thermoviscoelasticity of aging concrete  
Journal of the Engineering Mechanics Division, Proceedings  
of the ASCE, Vol.100, 1974, No. EM 3, S.575-597
- /18/ BENETT,E.W.; LOAT,D.R.  
Shrinkage and creep of concrete as affected by the fineness  
of Portland Cement  
Mag. of Concrete Research, Vol.22, 1970, No.71, S.69-78
- /19/ BERTERO,V.V.; POLIVKA,M.  
Influence of thermal exposures on mechanical characteristics  
of concrete  
ACI, Sp-34-28, Vol.1, 1972, S.505-531
- /20/ BONNELL,D.G.R.; HARPER,F.C.  
The thermal expansion of concrete  
Journal of the Institute of Civil Eng., Vol.30, 1950,  
S.320-330
- /21/ BONZEL,J.  
Elastische und bleibende Zusammendrückungen verschiedener  
Betone im Kurzzeitversuch und Möglichkeiten ihrer Beein-  
flussung insbesondere durch Nachbehandlung  
Dissertation, TH Aachen, 1957

- /22/ BRITISH CONCRETE SOCIETY  
Movements working party: A simplified method for estimating the elastic modulus and creep of normal weight concrete  
Cement and Concrete Association, Training Centre TDH 7376, 1978
- /23/ BROWNE,R.D.; BLUNDELL,R.  
The influence of loading age and temperature on the long term creep behaviour of concrete in a sealed, moisture stable, state  
Materiaux et Constructions, Vol.2, 1969, No.8, S.133-143
- /24/ BROWNE,R.D.; SMITH,J.R.; BLUNDELL,R.  
Operating temperature and stress extremes for concrete  
3. International Conference on SMIRT, London, 1975, Vol.3 No.H 1/7
- /25/ BROWNE,R.D.; BLUNDELL,R.  
The behaviour of concrete in prestressed concrete pressure vessels  
Nuclear Engineering and Design, 1972, No.20, S.429-475
- /26/ BRUNAUER,S. ; EMMETT,P.H. ; TELLER,E.  
Adsorption of gases in multimolecular layers  
Journal Am. Chem. Soc., Vol.60, 1938, S.309-319
- /27/ BUDELMANN,H.  
Zum Einfluß erhöhter Temperatur bis 90°C und unterschiedlicher Feuchtegehalte auf das Betonkriechen  
Vortrag, Seminar zum Kriechen und Schwinden von Beton bei erhöhten Temperaturen, Weimar, DDR, 1986
- /28/ CAMPPELL-ALLEN,D.; LOW,E.W.E.; ROPER,H.  
An investigation on the effect of elevated temperatures on concrete for reactor vessels  
Nuclear Structural Engineering, 1965, No.2, S.382-388
- /29/ CARETTE,G.G.; PAINTER,K.E.; MALHOTRA,H.L.  
Sustained high temperature effect on concrete made with normal Portland Cement, normal Portland Cement and slag, or normal Portland Cement and fly ash  
Concrete International, 1982, No.7
- /30/ CEB/FIP  
Model code for concrete structures  
Paris, 1978
- /31/ CHAPMAN,D.A.; ENGLAND,G.L.  
Effects of moisture migration on shrinkage, pore pressure and other concrete properties  
4. International Conference on SMIRT, San Francisco, 1978 No.H 5/3
- /32/ CHUANG,J.W. ; KENNEDY,T.W. ; PERRY,E.S. ; NEILS,T.  
Prediction of multiaxial creep from uniaxial creep tests  
ACI-Sem. on Concrete Reactors, Berlin, 1970

- /33/ COUNTO,U.J.  
The effect of the elastic modulus of the aggregate on the  
elastic modulus, creep and creep recovery of concrete  
Mag. of Concrete Research, Vol.16, 1964, No.48, S.129-138
- /34/ CRANK,J.  
Mathematics of diffusion  
London, Oxford Univ. Press, 1957
- /35/ CRISPINO,E.  
Studies of technology of concrete under thermal conditions  
ACI, Sp-34-25, Vol.1, 1972, S.443-479
- /36/ CRUZ,C.R.  
Elastic properties of concrete at high temperatures  
Journal of the PCA Research and Development Laboratories,  
1966, No.1, S.37-45
- /37/ CZERNIN,W  
Zementchemie für Bauingenieure  
Bauverlag, 1977, 3.Auflage
- /38/ DAY,R.L.; GAMBLE,B.R.  
The effect of changes in structure on the activation energy  
for the creep of concrete  
Cement and Concrete Research, Vol.13, 1983, No.4, S.529-540
- /39/ DETTLING,H.  
Die Wärmedehnung des Zementsteins, der Gesteine und der  
Betone  
Dissertation, TH Stuttgart, 1961
- /40/ DIEDERICHS,U. ; SCHNEIDER,U.; WEISS,R.  
Ursachen und Auswirkungen der Entfestigung von Beton bei  
hoher Temperatur  
Bauphysik, 1980, Heft 3, S.104-109
- /41/ DIEDERICHS,U.  
HTR-Betonversuche ( Dauertemperaturversuche )  
Zwischenbericht, HRB, 1984
- /42/ DIN 4227  
Spannbeton; Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder  
voller Vorspannung - Teil1  
Ausgabe Dez. 1979
- /43/ DISCHINGER,F.  
Elastische und plastische Verformungen der Eisenbetontrag-  
werke und insbesondere der Bogenbrücken  
Der Bauingenieur, 1939, No.20-48
- /44/ DOBRINSKI,P.; KRAKAU,G. ; VOGEL,A.  
Physik für Ingenieure  
Teubner-Verlag, Stuttgart, 1974

- /45/ DOUGILL, J.W.  
Some effects of thermal volume changes on the properties and behaviour of concrete  
Proceedings International Conference, The Structure of Concrete, London, 1965, S.449-513
- /46/ EIBL, J. ; WAUBKE, N.V. ; KLINGSCH, W. ; SCHNEIDER, U.  
Studie zur Erfassung spezieller Betoneigenschaften im Reaktordruckbehälterbau  
Deutscher Ausschluß für Stahlbeton, Heft 237, 1974
- /47/ ENGLAND, G.L. ; ROSS, A.D.  
Reinforced concrete under thermal gradients  
Mag. of Concrete Research, Vol.14, 1962, No.40, S.5-12
- /48/ FAHMI, H.M. ; POLIVKA, M. ; BRESLER, B.  
Effect of sustained and cyclic elevated temperature on creep of concrete  
Cement and Concrete Research, Vol.2, 1972, No.5, S.591-606
- /49/ FAHMI, H.M. ; BRESLER, B. ; POLIVKA, M.  
Prediction of creep of concrete at variable temperatures  
ACI Journal, 1973, No.70-64, S.709-713
- /50/ FELDMAN, R.F.  
Mechanism of creep of hydrated Portland Cement paste  
Cement and Concrete Research, Vol.2, 1972, No.5, S.521-540
- /51/ FELDMAN, R.F. ; SEREDA, P.J.  
A new model for hydrated Portland Cement and its practical implications  
Engineering Journal, Vol.53, 1970, No.8/9, S.53-59
- /52/ FISCHER, R.  
Über das Verhalten von Zementmörtel und Beton bei höheren Temperaturen  
Deutscher Ausschluß für Stahlbeton, Heft 214, 1970
- /53/ FREY, J.  
Näherungsweise Beschreibung des zeitabhängigen Betonverhaltens nach DIN 4227 Teil 1  
Beton- und Stahlbetonbau, 1986, Nr.3, S.65-67
- /54/ GERTIS, K. ; KIESSL, K. ; WERNER, H. ; WOLFSEHER, U.  
Hygrische Transportphänomene in Baustoffen  
Deutscher Ausschluß für Stahlbeton, Heft 258, 1976
- /55/ GEYMAYER, H.G.  
Zum Einfluß erhöhter Temperaturen auf das Formänderungsverhalten von Beton  
Sonderdruck aus "Zement und Beton", 1972, Heft 63/64
- /56/ GEYMEYER, H.G.  
Effect of temperature on creep of concrete  
ACI, Sp-34-31, Vol.1, 1972, S.565-633

- /57/ GLUCKLICH,J.; ISHAI,O.  
The effect of temperature on the deformation of hardened  
cement paste  
RILEM International Symposium on Concrete in Hot Conditions,  
Haifa, 1960
- /58/ HAAS,W.  
Über ein für die EDV geeignetes Verfahren zur Erfassung des  
Kriechens und Schwindens von Beton  
Dissertation, Universität Stuttgart, 1974
- /59/ HANNANT,D.J.  
Strain behaviour of concrete up to 95°C under compressive  
stresses  
Conference on Prestressed Concrete Pressure Vessels,  
Institute of Civil Engineers, März 1967, paper 17
- /60/ HANNANT,D.J.  
Effects on the strength of various concretes of sustained  
temperatures near 100°C  
Civil Engineering and Public Works Review, 1967, No.6,  
S.665-667
- /61/ HANNANT,D.J.  
Creep and creep recovery of concrete subjected to a  
multiaxial compressive stress  
ACI Journal, Vol.66, 1966
- /62/ HANSEN,T.C.  
Creep and stress relaxation of concrete. A theoretical and  
experimental investigation  
Svenska Forskingsinstitutes för Cement och Betong, Techniska  
Högskolan, Stockholm, 1960
- /63/ HANSEN,T.C. ; ERIKSSON,L.  
Temperature change effect on behaviour of cement paste,  
mortar, and concrete under load  
ACI Journal, 1966, No.63-23, S.489-502
- /64/ HANSEN,T.C.  
Creep of concrete. The influence of variations in the  
humidity of the ambient atmosphere  
International Association for Bridges and Structural  
Engineering, Preliminary Publication, 6. Congress, Stockholm  
1960, S.57-65
- /65/ HANSEN,T.C. ; MATTOCK,A.H.  
Influence of size and shape of member on the shrinkage and  
creep of concrete  
ACI Journal, 1966, No.63-10, S.267-290
- /66/ HANSON,J.A.  
Effects of curing and drying environments on splitting  
tensile strength  
ACI Journal, Vol.65, 1968, S.535-543

- /67/ HANSSON,V.  
Werkstoffannahmen zum Kriechen und Schwinden des Betons in  
Spannbeton-Reaktordruckbehältern  
Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Universität Bochum,  
Bericht Nr.3, 1970
- /68/ HARADA,T. ; TAKEDA,J. ; YAMANE,S. ; FURUMURA,F.  
Strength, elasticity and thermal properties of concrete  
subjected to elevated temperature  
ACI, Sp-34-21, Vol.1, 1972, S.377-406
- /69/ HICKEY,K.B.  
Creep, strength and elasticity of concrete at elevated  
temperatures  
Bureau of Reclamation, Report No. C-1257, 1967
- /70/ HILSDORF,H.K.  
A method to estimate the water content of concrete shields  
Nuclear Engineering and Design, 1967, No.6, S.251-263
- /71/ HILSDORF,H.K. ; KOTTAS,R. ; BOSMAN,K.-H.  
Temperaturbeanspruchung von Beton in einem Reaktordruck-  
behälter  
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Spannbeton-Reaktor-  
Druckbehälter, Vortragsband Nr.3, 1975
- /72/ HILSDORF,H.K.  
Material models for structural analysis  
4. RILEM International Symposium on Creep and Shrinkage of  
Concrete: Mathematical Modeling, Evanston, USA, 1986,  
S.477-491
- /73/ HILSDORF,H.K.  
Austrocknung und Schwinden von Beton  
Stahlbetonbau, Berichte aus Forschung und Praxis, ( Fest-  
schrift Rüsç ), Verlag Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin-  
München, 1969
- /74/ HILSDORF,H.K. ; MÜLLER,H.S.  
Comparison of methods to predict time dependent strains of  
concrete  
Institut für Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe,1979
- /75/ HINRICHSMEYER,K. ; PAULMANN,K. ; MATZEIT,R.-A. ;  
STEINERT,J. ; DIEDERICH,S.U.  
Einsatz der Quecksilberporosimetrie zur Analyse von Riß-  
strukturen in Beton  
Mitteilungsblatt für die amtliche Materialprüfung in Nieder-  
sachsen, 1984/85, Nr.24/25, Verlag Hahn Druckerei Hannover
- /76/ HINRICHSMEYER,K.  
Strukturorientierte Analyse und Modellbeschreibung der  
thermischen Schädigung von Beton  
Dissertation, TU Braunschweig, 1987
- /77/ HUGHES,B.P. ; LOWE,I.R.G. ; WALKER,J.  
The diffusion of water in concrete at temperatures between  
50°C and 95°C  
Brit. Journal of Applied Physics, Vol.17, 1966, S.1545-1552

- /78/ HUMMEL,A. ; WESCHE,K. ; BRAND,W.  
Versuche über das Kriechen unbewehrten Betons - der Einfluß  
der Zementart, des W/Z-Wertes und des Belastungsalters auf  
das Kriechen von Beton  
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 146, 1962
- /79/ HUNDT,J.  
Wärme- und Feuchtigkeitsleitung in Beton unter Einwirkung  
eines Temperaturgefälles  
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 256, 1975
- /80/ HUNDT,J.; KANTELBERG,H.  
Sorptionsuntersuchungen an Zementstein, Zementmörtel und  
Beton  
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 297, 1978
- /81/ ILLSTON,J.M.; SANDERS,P.D.  
The effect of temperature change upon the creep of mortar  
under torsional loading  
Mag. of Concrete Research, Vol.25, 1973, No.84, S.136-144
- /82/ ILLSTON,J.M.; SANDERS,P.D.  
Characteristics and prediction of creep of a saturated  
mortar under variable temperature  
Mag. of Concrete Research, Vol.26, 1974, No.88, S.169-179
- /83/ ILLSTON,J.M.  
The components of strain in concrete under sustained  
compression stress  
Mag. of Concrete Research, Vol.17, 1965, No.50, S.21-28
- /84/ IRVING,I.  
The effect of elevated temperatures on concrete and concrete  
structures  
FIP 3/1, September 1975
- /85/ JORDAAN,I.J.  
Uncertainty and models for creep of concrete  
Cement and Concrete Research, Vol.13, 1983, No.2, S.246-258
- /86/ KASAMI,H. ; OKUNO,T.; YAMANE,S.  
Properties of concrete exposed to sustained elevated  
temperature  
3. International Conference on SMIRT, London, 1975,  
Vol.3, No.H 1/5
- /87/ KEETON,J.R. ; ROLL,F. ; BRANSON,D.E.  
Prediction of creep, shrinkage and temperature effects in  
concrete structures  
ACI, SP-27-3, S.51-93
- /88/ KIESSL,K. ; GERTIS,K.  
Feuchtetransport in Baustoffen  
Forschungsberichte aus dem Fachbereich Bauwesen, Gesamt-  
hochschule Essen, Heft 13, 1980
- /89/ KLOPFER,H.  
Wassertransport durch Diffusion in Feststoffen  
Bauverlag, 1974

- /90/ KOMENDANT,G.J.; POLIVKA,M.; PIRTZ,D.  
Study of concrete properties for prestressed concrete reactor vessels; Final report part 2: Creep and strength characteristics of concrete at elevated temperatures  
Report No. UC SESM 76-3, University of Berkeley, 1976
- /91/ KOMENDANT,J.; NICOLAYEFF,M. ; POLIVKA,M.; PIRTZ,D.  
Effect of temperature, stress level and age at loading on creep of sealed concrete  
ACI, Sp-55-3 (McHenry-Symposium), 1978, S.55-82
- /92/ KORDINA,K.  
Feuchtigkeitsbewegung in dicken Betonbauteilen bei erhöhten Betriebstemperaturen  
Sonderdruck vom Deutschen Betontag in Berlin, 1979, S.1-13
- /93/ KORDINA,K.; BUDELMANN,H.  
Literatursichtung zum Kriechen von Beton bei erhöhter Temperatur bis 100°C  
Forschungsbericht, TU Baunschweig, Feb. 1984
- /94/ KRISCHER,U.  
Die wissenschaftlichen Grundlagen der Trocknungstechnik  
Springer-Verlag, Berlin, 1963, 2.Auflage
- /95/ L'HERMITE,R.  
What do we know about the plastic deformation and creep of concrete?  
Bulletin RILEM, 1959, No.1, S.21-51
- /96/ LANKARD,D.R.; BIRKIMER,D.L. ; FONDRIST,F.F. ; SNYDER,M.J.  
Effects of moisture content on the structural properties of Portland Cement concrete exposed to temperatures up to 500°F  
ACI, Sp-25, Vol.1, 1968, S.59-103
- /97/ LORMAN,W.R.  
The theorie of concrete creep  
Proceedings of the ASTM, 1940, S.1084 ff
- /98/ MARECHAL,J.C.  
Creep of concrete as a function of temperatures  
ACI, Sp-34-30, Vol.1, 1972, S.547-564
- /99/ MARECHAL,J.C.  
Le fluage du beton en fonction de la temperature  
Materiaux et Constructions, Vol.2, 1969, No.8, S.111-115
- 100/ MARECHAL,J.C.  
Variations in the modulus of elasticity and poisson's ratio with temperature  
ACI, Sp-34-27, Vol.1, 1972, S.495-501
- /101/ MEYERS,S.L.  
Thermal expansion characteristics of hardened cement paste and of concrete  
Proceedings of Highway Research Board, Vol.30, 1950, S.193-203

- /102/ MIDGLEY, H.G.  
Chemistry of cement  
Proceedings of the 4. International Symposium, Washington  
1960, S.479 ff
- /103/ MUKADAM, M.A.; BRESLER, B.  
Behaviour of concrete under variable temperature and loading  
ACI, SP-34, 1970, S.591-637
- /104/ MÖLLER, H.S.  
Constitutive relations for delayed elasticity of concrete  
4. RILEM International Symposium on Creep and Shrinkage of  
Concrete: Mathematical Modeling, Evanston, USA, 1986,  
S.645-654
- /105/ MÖLLER, H.S.  
Zur Vorhersage des Kriechens von Konstruktionsbeton  
Dissertation, Universität Karlsruhe, 1986
- /106/ McDONALD, J.E.  
An experimental study of multiaxial creep in concrete  
ACI, Sp-34-36, Vol.2, 1972, S.735-768
- /107/ McDONALD, J.E.  
Creep of concrete under various temperature, moisture and  
loading conditions  
ACI, Sp-55-2 (McHenry-Symposium), 1978, S.31-54
- /108/ NASSER, K.W. ; LOHTIA, R.P.  
Mass concrete properties at high temperatures  
ACI Journal, 1971, No.68-19, S.180-186
- /109/ NASSER, K.W. ; LOHTIA, R.P.  
Creep of mass concrete at high temperatures  
ACI Journal, 1971, No.68-30, S.276-281
- /110/ NASSER, K.W. ; NEVILLE, A.M.  
Creep of old concrete at normal and elevated temperatures  
ACI Journal, 1967, No.64-9, S.97-103
- /111/ NASSER, K.W. ; NEVILLE, A.M.  
Creep of concrete at elevated temperatures  
ACI Journal, 1965, No.62-87, S.1567-1579
- /112/ NASSER, K.W. ; MARZOUK, H.M.  
Creep of concrete at temperatures from 70°F (21°C) to 450°F  
(232°C) under atmospheric pressure  
ACI Journal, 1981, No.78-13, S.147-150
- /113/ NASSER, K.W.  
Creep of concrete at low stress-strength ratios and  
elevated temperatures  
ACI, Sp-25-5, 1968, S.137-147
- /114/ NEVILLE, A.M.  
Creep of concrete as a function of its cement paste content  
Mag. of Concrete Research, Vol.16, 1964, No.46, S.21-30

- /115/ NEVILLE,A.M.  
Role of cement in the creep of mortar  
ACI Journal, 1959, No.55-62, S.963-984
- /116/ NEVILLE,A.M.  
Creep of concrete: Plain, reinforced and prestressed  
North-Holland Publishing Company, Amsterdam, 1970
- /117/ NEVILLE,A.M.; DILGER,W.H. ; BROOKS,J.J.  
Creep of plain and structural concrete  
Construction Press, London, 1983
- /118/ NILSSON,L.O.  
Hygroscopic moisture in concrete-drying, measurements and  
related material properties  
Lund Institute of Technology, Report TVBM 1003, Sweden 1980
- /119/ NISHIZAWA,N.; OKAMURA,H.  
Strength and inelastic properties of concrete at elevated  
temperature  
ACI, Sp-34-22, Vol.1, 1972, S.407-421
- /120/ NIYOGI,A.K. ; HSU,P.; MEYERS,B.L.  
The influence of age at time of loading on basic and drying  
creep  
Cement and Concrete Research, Vol.3, 1973, No.5, S.633-644
- /121/ ODLER,I.  
Die Eigenschaften und Struktur des warmbehandelten Portland-  
zementes  
Tonindustriezeitung, Vol.100, 1976, Nr.1, S.29-33
- /122/ ODLER,I.; MAULA,S.A.  
Veränderungen der Struktur und der Eigenschaften des Zement-  
steins infolge Einwirkung erhöhter Temperatur  
Sonderforschungsbereich 148, Arbeitsbericht 1981-1983,  
Teilprojekt B 6, TU Braunschweig, 1983
- /123/ PARROTT,L.J.  
A study of transitional thermal creep in hardened cement  
paste  
Mag. of Concrete Research, Vol.31, 1979, No.107, S.99-103
- /124/ PARROTT,L.J.  
A study of basic creep in relation to phase changes in  
cement paste
- /125/ PARROTT,L.J.  
Recoverable and irrecoverable deformation of heat-cured  
cement paste  
Mag. of Concrete Research, Vol.29, 1977, No.98, S.26-30
- /126/ PARROTT,L.J.  
Basic creep, drying creep and shrinkage of a mature cement  
paste after a heat cycle  
Cement and Concrete Research, Vol.7, 1977, S.597-604

- /127/ PARROTT,L.J.  
Effect of a heat cycle during moist curing upon the  
deformation of hardened cement paste  
Proceedings of the Conference on Hydraulic Cement Pastes,  
Sheffield, 1976, S.189-203
- /128/ PESCHEL,G.  
The viscosity of thin water films between two quartz glass  
plates  
Materiaux et Constructions, Vol.1, 1968, No.6, S.529-534
- /129/ PICKETT,G.  
Effect of aggregate on shrinkage of concrete and a hypo-  
thesis concerning shrinkage  
ACI Journal, Vol.52, 1956
- /130/ PIHLAJAVAARA,S.E.  
A review of some of the main results of a research on the  
ageing phenomena of concrete: Effect of moisture conditions  
on strength, shrinkage and creep of mature concrete  
Cement and Concrete Research, Vol.4, 1974, No.5, S.761-771
- /131/ PIHLAJAVAARA,S.E.  
On the main features and methods of investigation of drying  
and related phenomena in concrete  
The State Inst. for Techn. Res. Finland, Nr. 100, 1965
- /132/ PIHLAJAVAARA,S.E.  
An analysis of the factors exerting effect on strength and  
other properties of concrete at elevated temperatures  
ACI, Sp-34-19, Vol.1, 1972, S.347-354
- /133/ POLIVKA,M.; BERTERO,V.V.; GJORV,O.E.  
The effect of moisture content on the mechanical behaviour  
of concrete exposed to elevated temperatures  
Proceedings of the Conference on Mechanical Behaviour of  
Materials, 1.Kyoto, Vol.4, 1972, S.203-213
- /134/ POWERS,T.C.  
The thermodynamics of volume change and creep  
Materiaux et Constructions, Vol.1, 1968, No.6, S.487-507
- /135/ POWERS,T.C. ; BROWNYARD,T.L.  
Studies of the physical properties of hardened Portland  
Cement paste  
Part 3: Theoretical interpretation of adsorption data  
ACI Journal, 1946, No.18-4, S.469-504
- /136/ ROSE,D.A.  
Water movement in unsaturated porous materials  
Bulletin RILEM, 1965, No.29
- /137/ ROSS,A.D.  
Concrete creep data  
The Structural Engineer, Vol.15, 1937, No.8, S.314-326

- /138/ ROSTASY,F.S.  
Zur Theorie der Austrocknung und des Schwindens zement-  
gebundener Massen  
Zement-Kalk-Gips, Jahrgang 13, 1960, Heft 3, S.93-103
- /139/ ROSTASY,F.S.; EHM,C.; HINRICHSMEYER,K.; DIEDERICH,U.  
Untersuchungen zum Einfluß hoher Betriebstemperaturen auf  
den Korrosionsschutz in Betonbauwerken der Energietechnik  
Forschungsbericht, TU Braunschweig, 1985
- /140/ ROSTASY,F.S.; BUDELMANN,H.  
Prüftechnologie des Betonkriechens bei erhöhter Temperatur  
und veränderlicher Feuchte im instationären Zustand  
Forschungsbericht, TU Braunschweig, Aug. 1985
- /141/ ROSTASY,F.S.; BUDELMANN,H.  
Langzeitwärmespeicher aus Spannbeton - Untersuchung der  
Betoneigenschaften bei hoher Temperatur und Feuchte  
Forschungsbericht, TU Braunschweig, Juli 1984
- /142/ ROSTASY,F.S.; BUDELMANN,H.; EHM,C.  
Langzeitmaterialuntersuchungen für den Langzeitwärmespeicher  
Prototyp Wolfsburg - Langzeituntersuchungen von Beton und  
Stahl  
Untersuchungsbericht, MPA Braunschweig, Februar 1986
- /143/ ROSTASY,F.S.  
Baustoffe  
Verlag W.Kohlhammer, Stuttgart, 1983
- /144/ ROSTASY,F.S.; BUDELMANN,H.  
Creep of concrete with variable moisture content at elevated  
temperature up to 90°C  
4. RILEM International Symposium on Creep and Shrinkage of  
Concrete: Mathematical Modeling, Evanston, USA, 1986,  
S.581-590
- /145/ ROSTASY,F.S.; BUDELMANN,H.  
Strength and deformation of concrete with variable content  
of moisture at elevated temperature up to 90°C  
Cement and Concrete Research, Vol.16, 1986, S.353-362
- /146/ ROSCH,H.; JUNGWIRTH,D.; HILSDORF,H.K.  
Kritische Sichtung der Verfahren zur Berücksichtigung der  
Einflüsse von Kriechen und Schwinden des Betons auf das Ver-  
halten der Tragwerke  
Sonderdruck aus "Beton- und Stahlbetonbau", 1973, Heft 3,4,6
- /147/ ROSCH,H.; JUNGWIRTH,D.  
Vorschläge zur Abschätzung der voraussichtlichen Größe von  
Kriechen und Schwinden  
Stahlbeton-Spannbeton, Band 2, Werner-Verlag Düsseldorf,1976
- /148/ SAEMAN,J.C. ; WASHA,G.W.  
Variation of mortar and concrete properties with temperature  
ACI Journal, Vol.29, 1957, No.5

- /149/ SAKATA,K.  
A study on moisture diffusion in drying  
Cement and Concrete Research, Vol.13, 1983, No.2, S.216-224
- /150/ SCHNEIDER,U.  
Festigkeits- und Verformungsverhalten von Beton unter  
stationärer und instationärer Temperaturbeanspruchung  
Die Bautechnik, 1977, Heft 4, S.123-132
- /151/ SCHNEIDER,U.; DIEDERICHS,U. ; EHM,C.; HINRICHSMEYER,K.  
Hochtemperaturverhalten von Festbeton  
Sonderforschungsbereich 148, Arbeitsbericht 1981-83,  
Teilprojekt B 3, TU Braunschweig, 1983
- /152/ SCHNEIDER,U.  
Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von  
Beton unter hohen Temperaturen  
Habilitation, TU Braunschweig, 1979
- /153/ SCHNEIDER,U.  
Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen  
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 337, 1982
- /154/ SCHNEIDER,U.; DIEDERICHS,U. ; WEISS,R.  
Hochtemperaturverhalten von Festbeton  
Sonderforschungsbereich 148, Arbeitsbericht 1975-1977, Teil-  
projekt B 3, TU Braunschweig, 1977
- /155/ SCHNEIDER,U.; DIEDERICHS,U. ; HINRICHSMEYER,K.  
Nachweis von Strukturveränderungen beim Erhitzen von Zement-  
stein und Mörtel durch Quecksilberporosimetrie  
TIZ-Fachberichte, Vol.107, 1983, No.2, S.102-109
- /156/ SCHNEIDER,U.; DIEDERICHS,U. ; EHM,C.  
Hydrothermal effects on the microstructure and corrosion  
properties of concrete  
7. International Conference on SMIRT, Chicago, 1983,  
No.H 3/2
- /157/ SEEBERGER,J.; KROPP,J.; HILSDORF,H.K.  
Festigkeitsverhalten und Strukturänderungen von Beton bei  
Temperaturbeanspruchung bis 200°C  
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 360, 1985
- /158/ SEEBERGER,J.  
Festigkeitsverhalten und Strukturänderungen von Beton bei  
Temperaturbeanspruchung bis 250°C  
Dissertation, Universität Karlsruhe, 1981
- /159/ SEKI,S. ; KAWASUMI,M.  
Creep of concrete at elevated temperatures  
ACI, Sp-34-32, Vol.1, 1972, S.591-637
- /160/ SHANK,J.R.  
Plastic flow of Portland Cement concrete  
Journal of Industrial and Engineering Chemistry, Vol.27,  
1935, S.1011-1014

- /161/ SILVEIRA DA,A.F.; FLORENTINO,C.A.  
Influence of temperature on the creep of mass concrete  
ACI, Sp-25-7, 1968, S.173-189
- /162/ STRAUB,F. ; WITTMANN,F.  
Activation energy and activation volume of compressive and  
tensile creep of hardened cement paste  
Proceedings of the Conference on Hydraulic Cement Pastes:  
Their Structures and Properties, Sheffield, 1976, S.227-230
- /163/ STRAUB,L.G.  
Plastic flow in concrete arches  
Proceedings of the Am. Soc. of Civil Engineers, Vol.56, 1930
- /164/ SULLIVAN,P.J. ; POUCHER,M.P.  
The influence of temperature on the physical properties  
of concrete and mortar in the range 20°C to 400°C.  
ACI, Sp-25-4, 1968, S.103-135
- /165/ THELANDERSSON,S.  
Mechanical behaviour of concrete under torsional loading at  
transient, high temperature conditions  
Lund Institute of Technology, Bulletin 46, 1974
- /166/ THOMAS,F.G.  
A conception of the creep of unreinforced concrete and an  
estimation of the limiting values  
The Structural Engineer, Vol.11, 1933, No.2, S.69-73
- /167/ TROST,H.  
Spannungs-Dehnungsgesetz eines viskoelastischen Körpers wie  
Beton und Folgerungen für Stabtragwerke aus Stahlbeton und  
Spannbeton  
Beton, 1966, No.6, S.233-248
- /168/ VERBECK,G.  
The role of cement, water and aggregates in shrinkage and  
creep of concrete  
Vortrag, U.S.-Joint Seminar on Research on Basic Properties  
of Various Concretes, Tokio, 1968
- /169/ WAGNER,O.  
Das Kriechen unbewehrten Betons  
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 131, 1958
- /170/ WALTHER,R.; PARETH,T.  
Rheological properties at high temperatures of a concrete  
with a crushed limestone aggregate and blast furnace cement  
Fundamental Research on Creep and Shrinkage of Concrete,  
Lausanne, 1980
- /171/ WEIGLER,H.; FISCHER,R.  
Beton bei Temperaturen von 100°C bis 750°C  
Beton, 1968, Heft 2, S.33-46
- /172/ WESCHE,K. ; WEBER,J.W.; BASTGEN,K.J.  
Prediction of the final values of creep and relaxation  
RILEM Colloquium on Creep of Concrete, Leeds, 1978

- /173/ WITTMANN,F.H.  
Bestimmung physikalischer Eigenschaften des Zementsteins  
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 232, 1974
- /174/ WITTMANN,F.H.  
Grundlagen eines Modells zur Beschreibung charakteristischer  
Betoneigenschaften  
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 290, 1977
- /175/ WITTMANN,F.H. ; SETZER,M.  
Vergleich einiger Kriechfunktionen mit Versuchsergebnissen  
Cement and Concrete Research, Vol.1, 1971, S.679-690
- /176/ WITTMANN,F.H.  
Deformation of concrete at variable moisture content  
Laboratory of Building Materials, Swiss Federal Institute of  
Technology, 1986, S.119-153
- /177/ WÜLFEL,R.  
Kriechen von austrocknungsbehindertem Beton bei erhöhten  
Temperaturen  
Bauplanung-Bautechnik, Jahrg. 34, 1980, Heft 12, S.565-567
- /178/ YOUNG,J.F.  
Creep: Physical mechanisms and their mathematical  
description  
4. RILEM International Symposium on Creep and Shrinkage of  
Concrete: Mathematical Modeling, Evanston, USA, 1986,  
S.44-78
- /179/ ZIEGELDORF,S. ; KLEISER,K. ; HILSDORF,H.  
Vorherbestimmung und Kontrolle des thermischen Ausdehnungs-  
koeffizienten von Beton  
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 305, 1979

In der Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, die im Selbstverlag herausgegeben wird, sind bisher erschienen: (ISSN 0178-5796)

- Heft 1: Über das Verdunstungsverhalten und den Nachweis öligler Holzschutzmittel (Dissertation). (1962)  
von Rolf Deters -vergriffen-
- Heft 2: Das Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen unter Feuerangriff. (1963)  
von Karl Kordina -vergriffen-
- Heft 3: Zur Stabilitätsfrage des Zweigelenkbogens mit biegeweichem Zugband und schlaffen Hängestangen (Diss.) (1963).  
von Josef Eibl -vergriffen-
- Heft 4: Ein Verfahren zur Bestimmung des Vorspannverlustes infolge Schlupf in der Verankerung. Zur Frage der Temperaturbeanspruchung von kreiszylindrischen Stahlbetonsilos. (1964)  
von Karl Kordina und Josef Eibl -vergriffen-
- Heft 5: Über den Schalungsdruck von Frischbeton (Diss.). (1964)  
von Helmut Ertingshausen
- Heft 6: Transportphänomene in Betonporen (Diss.). (1966)  
von Nils Valerian Waubke
- Heft 7: Ein Beitrag zur rechnerischen Bemessung von brandbeanspruchten balkenartigen Stahlbetonbauteilen. (Diss.) (1967).  
von Herbert Ehm -vergriffen-
- Heft 8: Möglichkeiten der Bestimmung der kritischen Last von Stab- und Flächentragwerken mit Hilfe ihrer Eigenfrequenz (Diss.). (1967)  
von Joachim Steinert -vergriffen-
- Heft 9: Untersuchungen an dämmschichtbildenden Feuerschutzmitteln (Diss.). (1967)  
von Axel Lämmke -vergriffen-
- Heft 10: Beitrag zur Frage der Kippstabilität aufgehängter Balkenträger und gerader, flächenartiger Träger (Diss.) (1968).  
von Kamal Fouad Rafla -vergriffen-
- Heft 11: Die Traglast von offenen, kreisförmigen Stahlbetonquerschnitten - Brazier-Effekt - (Diss.). (1968)  
von György Iványi -vergriffen-
- Heft 12: Brandverhalten verschiedener Bauplatten aus Baustoffen der Klassen A und B, insbesondere aus Baustoffen der Klasse A 2. (1969)  
von Claus Meyer-Ottens -vergriffen-

- Heft 13: Zum Tragverhalten von kreisförmigen Doppelsilos unter Berücksichtigung der Eigensteifigkeit des Füllgutes. (Diss.) (1969).  
von Günther Fuchs -vergriffen-
- Heft 14: Wände aus Holz und Holzwerkstoffen unter Feueranriff. (1970)  
von Claus Meyer-Ottens -vergriffen-
- Heft 15: Beurteilung von Bauwerksfestigkeiten an Hand von Betongütewürfein und -bohrproben (Diss.). (1970)  
von Ralf Lewandowski -vergriffen-
- Heft 16: Untersuchungen zur Frage der Rissesicherung von leichten Trennwänden aus Gips-Wandbauplatten. (Diss.) (1970).  
von Fritz Joachim Neubauer -vergriffen-
- Heft 17: Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton. (1970)  
von Claus Meyer-Ottens und Karl Kordina
- Heft 18: Die Stahlblech-Holz-Nagelverbindung und ihre Anwendung - Grundlagen und Bemessungsvorschläge -. (Diss.) (1971).  
von Wilfried Bödeker
- Heft 19: Bauaufsichtliche Brandschutzvorschriften - Beispiele für ihre Erfüllung bei Wänden, Brandwänden und Decken -. (1971)  
von Claus Meyer-Ottens -vergriffen-
- Heft 20: Das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbrückenpfeilern mit Rollenlagern (Diss.). (1972)  
von Kurt Liermann
- Heft 21: Zum Trag- und Verformungsverhalten ebener Stockwerksrahmen aus Stahlbeton. (Diss.) (1972).  
von Béla Jankó
- Heft 22: Zur Frage des Spannungsrißkorrosionsverhaltens kohlenstoffarmer Betonstähle in Nitratlösungen unter Berücksichtigung praxisnaher Verhältnisse (Diss.). (1972)  
von Ulf Nürnberger
- Heft 23: Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung. (Diss.) (1972).  
von Claus Meyer-Ottens -vergriffen-
- Heft 24: Über die Steinkohlenflugasche und ihre Wirkung auf die Eigenschaften von Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge im frischen und festen Zustand (Diss.). (1973)  
von Hassan Taha El-Arousy

- Heft 25: Mechanismen der Spannungskorrosion von Spannstählen im Hinblick auf ihr Verhalten in Spannbetonkonstruktionen (Diss.). (1973)  
von Günter Rieche
- Heft 26: Beitrag zur rechnerischen Ermittlung von Zwangsschnittgrößen unter Berücksichtigung des wirklichen Verformungsverhaltens des Stahlbetons (Diss.). (1974)  
von Eckhard Tennstedt
- Heft 27: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei hohen Temperaturen (Diss.) (1973).  
von Ulrich Schneider -vergriffen-
- Heft 28: Ein dreiparametrisches, komplexes Ultraschall-Prüfverfahren für die zerstörungsfreie Materialprüfung im Bauwesen (Diss.). (1974) -vergriffen-  
von Jürgen Neisecke
- Heft 29: Traglastermittlung an Stahlbeton-Druckgliedern. (1974)  
von Karl Kordina, Peter Maack und Olaf Hjorth
- Heft 30: Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit von Randbalken bei Stahlbetondecken. (1974) -vergriffen-  
von Josef Eibl und György Iványi
- Heft 31: Stabilitätsnachweise von Rahmensystemen im Stahlbetonbau. (1974)  
von Karl Kordina und Béla Jankó
- Heft 32: Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten (Diss.) (1976).  
von Olaf Hjorth -vergriffen-
- Heft 33: Traglastberechnung instationär thermisch belasteter Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung. (Diss.) (1976).  
von Wolfram Klingsch -vergriffen-
- Heft 34: Thermische Zerstörung natürlicher Zuschlagstoffe im Beton (Diss.). (1977) -vergriffen-  
von Farid Djamous
- Heft 35: Zur Frage des Trag- und Verformungsverhaltens ebener Stahlbetonrahmen im Brandfall (Diss.). (1977) -vergriffen-  
von Ataman Haksever
- Heft 36: Ein Beitrag zur Traglastermittlung von vierseitig gelagerten Stahlbetonwänden (Diss.) (1977).  
von Karl-Heinz Storkebaum
- Heft 37: Zur thermischen Beanspruchung von Außenstützen im Brandfall (Diss.). (1977)  
von Rolf Bechtold

- Heft 38: Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesbeton aus dem Wassereindringverhalten. (1978)  
von Joachim Steinert
- Heft 39: Ein haufwerkstheoretisches Modell der Restfestigkeit geschädigter Betone (Diss.) (1978).  
von Rolf Weiß
- Heft 40: Zum Schwingkriechen von Beton (Diss.). (1978)  
von Willi Alda
- Heft 41: Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken mit rechteckigem Querschnitt unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion (Diss.). (1979)  
von Manfred Teutsch
- Heft 42: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. (Habil.-Schr.)(1979).  
von Ulrich Schneider -vergriffen-
- Heft 43: Veröffentlichungen 1967 - 1979.(1979).
- Heft 44: Druckmessungen in Silozellen mit einer neu entwickelten Sonde. (1979)  
von Karl Kordina und Helmut Fröning
- Heft 45: Ein Beitrag zur Zuverlässigkeit frei gelagerter Stahlbetonstützen unter genormter Brandeinwirkung. (Diss.) (1980).  
von Volker Henke -vergriffen-
- Heft 46: Wärmebilanzrechnungen für Brandräume mit unterschiedlichen Randbedingungen (Teil I). (1981)  
von Ulrich Schneider und Aysen Haksever -vergriffen-
- Heft 47: Partiiell brandbeanspruchte Stahlbetondecken - Berechnung des inneren Zwanges mit einem Scheibenmodell - (Diss.). (1981)  
von Robert Walter
- Heft 48: Zum Verformungsverhalten gerissener Stahlbetonbalken unter Einschluß der Mitwirkung des Betons auf Zug in Abhängigkeit von Last und Zeit (Diss.). (1981)  
von Björn Svensvik
- Heft 49: Veröffentlichungen 1967 - 1981.(1981).
- Heft 50: Die Steifigkeit und das Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken unter kombinierter Beanspruchung aus Torsion, Biegemoment, Querkraft und Axialkraft. (1982)  
von Surendra K. Ojha
- Heft 51: Zusammenstellung und Anwendung Bayes'scher Verfahren bei der Stichprobenbeurteilung. (1982)  
von Volker Henke

- Heft 52: Stahlbetonstützen mit Rechteckquerschnitten bei natürlichen Bränden (Habil.-Schr.TU Istanbul). (1982)  
von Ataman Haksever
- Heft 53: Untersuchung des Riß- und Verformungsverhaltens segmentärer Spannbetonbauteile (Diss.). (1982)  
von Viggo Weber
- Heft 54: Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Bau- stahl und Beton - Geklebte Bewehrung -. (Diss.) (1982).  
von Ernst-Holger Ranisch ISBN 3-89288-010-7
- Heft 55: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton. (Diss.) (1982).  
von Günter Wiedemann -vergriffen-
- Heft 56: Ein geometrisch und physikalisch nichtlineares Rechenmodell zur optimalen Biegebemessung ebener Stahlbetonrahmen(Diss.)(1982).  
von Reiner Timm
- Heft 57: Untersuchungen über den Verbund zwischen Stahl und Beton bei hohen Temperaturen (Diss.). (1983)  
von Ulrich Diederichs
- Heft 58: Wärmebilanzrechnungen in Verbindung mit Versuchen in Brandräumen (Teil II). (1983)  
von Ulrich Schneider
- Heft 59: Wärmebilanzrechnungen in Brandräumen unter Berücksichtigung der Mehrzonenmodellbildung (Teil III). (1983)  
von Reinhold Dobbernack und Ulrich Schneider
- Heft 60: Verbesserungen und Erweiterungen von Ultraschall- prüfverfahren zur zerstörungsfreien Fehlstellen- und Qualitätskontrolle von Betonbauteilen (Diss.). (1983)  
von Wolfgang Hillger ISBN 3-89288-014-X
- Heft 61: Zur Wirklichkeitsnähe der Lastannahmen in Silo- vorschriften für Zellen aus Stahlbeton und Spann- beton. (Diss.)(1984).  
von Franz Blume ISBN 3-89288-013-1
- Heft 62: Das Durchstanzen von Platten aus Stahlbeton - Tragverhalten, Berechnung, Bemessung - (Diss.). (1984)  
von Diedrich Nölting ISBN 3-89288-012-3
- Heft 63: Tragverhalten von Stahlbetonplatten im bauprakti- schen Einbauzustand bei Brandbeanspruchung (Diss.). (1985)  
von Jürgen Wesche ISBN 3-89288-009-3
- Heft 64: Untersuchungen zur Technologie des Gleitscha- lungsbau (Diss.). (1985)  
von Siegfried Droese ISBN 3-89288-000-X

- Heft 65: Forschungsarbeiten 1978 -1983. (1984)  
Hrsg.: Inst. für Baustoffe ISBN 3-89288-001-8
- Heft 66: Einfluß der Verbundart auf die Grenztragfähigkeit  
von Spannbetonbalken. (Diss.)(1985).  
von Josef Hegger ISBN 3-89288-002-6
- Heft 67: Zum Tragverhalten von Verankerungen für hochfeste  
Stäbe aus Glasfaserverbundwerkstoff als Bewehrung  
im Spannbetonbau (Diss.). (1985)  
von Bernhard Kepp ISBN 3-89288-003-4
- Heft 68: Zum Einfluß hoher Temperaturen auf das Verbund-  
verhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben  
(Diss.). (1985)  
von Helmut Sager ISBN 3-89288-004-2
- Heft 69: Zur praxisgerechten brandschutztechnischen Beur-  
teilung von Stützen aus Stahl und Beton (Diss.).  
(1986)  
von Rüdiger Haß ISBN 3-89288-005-0
- Heft 70: 17. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschus-  
ses für Stahlbeton. März 1986. Kurzfassungen  
der Beiträge. (1986) ISBN 3-89288-006-9
- Heft 71: Versuche zur Festigkeit und Verformung von Beton  
unter zweiaxialer Beanspruchung und hohen Tempe-  
raturen. (Diss.) (1986).  
von Christian Ehm ISBN 3-89288-007-7
- Heft 72: Zum Riß- und Verformungsverhalten von stahlfaser-  
verstärkten Stahlbetonstäben unter Langszug.  
(Diss.). (1986).  
von Kurt Hartwich ISBN 3-89288-008-5
- Heft 73: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Verbund und  
Rißbildung von Stahlbetonbauteilen. (Diss.).  
(1987).  
von Jochen Scheuermann ISBN 3-89288-011-5
- Heft 74: Strukturorientierte Analyse und Modellbeschrei-  
bung der thermischen Schädigung von Beton.  
(Diss.). (1987).  
von Konrad Hinrichsmeyer ISBN 3-89288-015-8
- Heft 75: Fachseminar Neue Bemessungsregeln durch Änderung  
der Stahlbeton- und Spannbetonvorschriften DIN  
1045, DIN 4227. Kurzfassungen der Beiträge.  
(1986).
- Heft 76: Zum Einfluß erhöhter Temperatur auf Festigkeit  
und Verformung von Beton mit unterschiedlichen  
Feuchtegehalten. (Diss.). (1987).  
von Harald Budelmann ISBN 3-89288-016-6

DRUCK: **foto** WERBUNG  
DRUCK + VERLAG  
DRUCK + VERLAG