

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

Amtliche Materialprüfungsanstalt für das Bauwesen

Direktoren:

Prof. Dr.-Ing. K. Kordina

Prof. Dr.-Ing. F. S. Rostásy

**Ein Beitrag zur Frage des Kriechens  
und der Relaxation von Beton  
unter hohen Temperaturen**

von  
**Ulrich Schneider**

**HEFT 42**



**BRAUNSCHWEIG**



**SEPTEMBER 1979**

1-1464/004

~~04-0251/004~~

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

Amtliche Materialprüfungsanstalt für das Bauwesen

Direktoren:

Prof. Dr.-Ing. K. Kordina

Prof. Dr.-Ing. F. S. Rostásy

# **Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen**

— Habilitationsschrift —

von

Ulrich Schneider

**B I B L I O T H E K**

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz  
der Technischen Universität Braunschweig

Beethovenstraße 52

D-3300 Braunschweig

**HEFT 42   ●   BRAUNSCHWEIG   ●   SEPTEMBER 1979**

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. Einleitung . . . . .	7
1.1. Allgemeines . . . . .	7
1.2. Problemstellung . . . . .	8
2. Stand der Erkenntnisse . . . . .	11
3. Theoretische Voraussetzungen . . . . .	16
3.1. Kriechen bei stationären Temperaturen . . . . .	16
3.2. Kriechen bei instationären Temperaturen . . . . .	18
3.3. Ableitung einer allgemeinen Kriechgleichung für Beton . . . . .	21
4. Entwicklung von Kriechbeziehungen anhand von Meßergebnissen . . . . .	25
4.1. Kriechen bei stationären Temperaturen . . . . .	25
4.1.1. Vorbemerkungen . . . . .	25
4.1.2. Kriechen von Beton bei Temperaturen $< 100^{\circ}\text{C}$ . . . . .	25
4.1.3. Kriechen von Beton bei Temperaturen $> 100^{\circ}\text{C}$ . . . . .	30
4.2. Kriechen bei instationären Temperaturen . . . . .	58
4.2.1. Voraussetzungen . . . . .	58
4.2.2. Elastische Eigenschaften von Beton bei hohen Temperaturen . . . . .	58
4.2.3. Nichtelastische Eigenschaften von Beton bei hohen Temperaturen . . . . .	59
4.2.4. Anwendungen bei Raumtemperatur . . . . .	79
4.2.5. Versagenskriterien . . . . .	82
4.2.6. Diskussion und Beispiele . . . . .	88

	Seite
5. Relaxations- und Zwängungsprobleme . . . . .	97
5.1. Relaxation von Beton unter hoher Temperatur . . . . .	97
5.1.1. Einführung . . . . .	97
5.1.2. Relaxation von Beton bei hohen Temperaturen . . . . .	98
5.1.3. Theorie der Spannungsrelaxation unter hoher Temperatur . . . . .	99
5.2. Zwangskräfte in dehnungsbehinderten Betonproben bei Tem- peraturerhöhung . . . . .	109
5.2.1. Aufgabenstellung . . . . .	109
5.2.2. Grundlagen des Zwängungsproblems . . . . .	109
5.2.3. Zwangskräfte bei Leicht- und Normalbeton . . . . .	111
6. Schlußbetrachtung und Folgerungen . . . . .	119
7. Ausblick . . . . .	123
Schrifttum . . . . .	125
Anmerkung . . . . .	128
Anhang . . . . .	I

Bezeichnungen und Symbole

Symbol	Dimension	Benennung
a	$h^{-b}$	Parameter der Kriech- bzw. Relaxationsfunktion
$a_v$	1 o.ä.	Koeffizient der charakteristischen Gleichung
B	1	Betafunktion
b	1	Parameter der Kriech- bzw. Relaxationsfunktion
C	$1/N/mm^2$	bezogene Kriechfunktion
$C_v$	1	Koeffizienten der Relaxationsfunktion
$c_1$	1	Parameter der Kriechfunktion
$c_2$	1	Parameter der Kriechfunktion
$c_2$	1	Parameter der Kriechfunktion
$c_3$	1	Parameter der Kriechfunktion
E	$N/mm^2$	Elastizitätsmodul
$E_o$	$N/mm^2$	Elastizitätsmodul bei 20 °C
$\tilde{E}$	1	bezogener Elastizitätsmodul
$F_Q$	1	Variationsparameter der thermischen Dehnung
$F_R$	1	Variationsparameter der instationären Kriechfunktion
f	$h/^\circ C$	Temperaturfunktion
g	$^\circ C/h$	Zeitfunktion
I	$1/N/mm^2$	spezifische Verformung unter Last
J	$1/N/mm^2$	Kriechfunktion im instationären Fall
K		Kern der Integralgleichung
LB	1	Leichtbeton
NB	1	Normalbeton
n	1	Parameter der $\sigma$ - $\epsilon$ -Funktionen
P	%	spez. Belastung bezogen auf die Festigkeit bei 20 °C
$P_o$	$N/mm^2$	Ausgangslast bei 20 °C
$P_{ult}$	$N/mm^2$	Kurzzeitfestigkeit bei 20 °C
Q	$N/mm^2/h$	modifizierte Ausdehnungsfunktion
R	$1/h$	modifizierte Relaxation beim Zwängungsproblem
$r^2$	1	Korrelationskoeffizient
T	K	Temperatur
t	h	Zeit
$t_o$	h	Beginn der Zeitzählung
$\Delta t$	h	Zeitdifferenz

Symbol	Dimension	Benennung
u	h	Variable
v	°C	Variable
w	K/h	Aufheizgeschwindigkeit
z, z'	1	Integrationsvariable
$\alpha$	1	Veränderliche
$\beta$	1	Veränderliche
$\Gamma$	1	Gammafunktion
$\gamma_1$	°C <sup>-1</sup>	Parameter der Kriechfunktion
$\gamma_2$	°C <sup>-1</sup>	Parameter der Kriechfunktion
$\epsilon$	1	Verformung des Betons
$\epsilon_0$	1	Ausgangsverformung i. a. bei 20 °C
$\dot{\epsilon}$	1/h	Verformungsgeschwindigkeit
$\epsilon_{el}$	1	elastische Verformung
$\epsilon_{ges}$	1	Gesamtverformung
$\epsilon_{kr}$	1	Kriechverformung
$\epsilon_s$	1	Schwindverformung
$\epsilon_{st}$	1	Kriechen im stationären Fall
$\epsilon_{th}$	1	thermische Verformung
$\epsilon_{sp}$	10 <sup>-6</sup> /kp/cm <sup>2</sup>	spezifisches Kriechen
$\epsilon_B$	1	Bruchstauchung
$\Delta\epsilon$	1	Verformungsdifferenz
$\eta$	h	Zeitfunktion
$\vartheta$	°C	Temperatur
$\vartheta_0$	°C	Ausgangstemperatur i. a. bei 20 °C
$\vartheta_1$	°C	Temperatur zur Zeit t <sub>1</sub>
$\lambda_v$	1/h	Eigenwert der charakteristischen Gleichung
$\nu$	1	Zähindex
$\xi$	°C	Temperaturfunktion
$\sigma$	N/mm <sup>2</sup>	Spannung
$\sigma_B$	N/mm <sup>2</sup>	Kurzzeitdruckfestigkeit bei 20 °C
$\bar{\sigma}$	N/mm <sup>2</sup>	konstante Spannung
$\sigma'$	N/mm <sup>2</sup> /°C	Ableitung von $\sigma$ nach $\vartheta$
$\bar{\sigma}$	1	bezogene Spannung
$\Delta\sigma$	N/mm <sup>2</sup>	Spannungsdifferenz

Symbol	Dimension	Benennung
$\tau$	h	Betonalter, Integrationsvariable, Zeit
$\varphi$	1	Kriechzahl, Kriechfunktion
$\varphi_{ev}$	1	Kriechzahl der anelastischen Verformungen
$\tilde{\varphi}$	1	modifizierte Kriechfunktion
$\chi$	1	Vergrößerungsfunktion für nichtelastische Verformungen
$\chi_0$	1	Vergrößerungsfunktion für nichtelastische Verformungen bei 20 °C
$\psi$	1	Relaxationsfunktion
$\tilde{\psi}$	1	modifizierte Relaxationsfunktion

## 1. Einleitung

### 1.1. Allgemeines

Stahlbeton wird auch zukünftig - soweit die uns vorliegenden Erkenntnisse und Erfahrungen solche Prognosen überhaupt erlauben - zu denjenigen Werkstoffen gehören, die auf ihren klassischen Anwendungsgebieten kontinuierlich und ohne sichtbare Konkurrenz zur Anwendung gelangen. Hierfür spricht vor allem sein Potential an architektonischer und konstruktiver Plastizität, seine Wirtschaftlichkeit in der Bauausführung und schließlich die hohe Zuverlässigkeit und Dauerhaftigkeit.

Wenngleich derzeit für den Stahlbeton keine grundsätzlich neuen Anwendungsmöglichkeiten und -gebiete bekannt sind, dürfte bei der Erstellung von Großbauwerken zukünftig die Frage der Verwendung umweltfreundlicher - und aus sicherheitstheoretischer Sicht - langfristig zuverlässiger Werkstoffe bei der Materialauswahl eine entscheidende Rolle spielen. Insbesondere durch die hohen Sicherheitsanforderungen, die an bestimmte Bauwerke zu stellen sind - gedacht ist hierbei u. a. an Großbauwerke zur Energiegewinnung und -speicherung wie z. B. Kernkraftwerke, Bohrinselfen und Flüssiggasspeicher -, wird die Materialfrage interessant, weil die zu erwartenden Kosten des Gesamtbauwerks naturgemäß entscheidend von den gewählten Baustoffen abhängen. Stahlbeton ist bei derartigen Betrachtungen i. a. günstig zu beurteilen; zumal sich bei Bauvorhaben der oben erwähnten Art häufig Abmessungen und Formen ergeben, die bei mindestens gleich hohem Sicherheitsniveau durch andere Werkstoffe als Beton praktisch nicht mehr zu realisieren sind.

Allerdings ist vollkommen klar - und dies sei hier mit vorangestellt -, daß ein hohes Sicherheitsniveau nur dann eingehalten werden kann, wenn die Eigenschaften und das Verhalten der verwendeten Materialien unter allen möglichen Bedingungen eindeutig bekannt sind, so daß für die gesamte Lebensdauer des Bauwerks sowohl für den Betriebszustand als auch für alle möglichen Störfälle eine realistische Prognose des Systemverhaltens möglich ist. Solche Prognosen sind bei Stör- bzw. Katastrophenfällen häufig sehr schwierig, weil dabei in vielen Fällen auf einige generelle Voraussetzungen - die z. B. während des Betriebszustands zutreffen - verzichtet werden muß. Der wichtigste thermody-



namische Gesichtspunkt ist dabei die Annahme veränderlicher Umgebungsbedingungen, die sich z. B. durch bestimmte Wärme-, aber auch Stofftransportvorgänge in dem entsprechenden Bauwerk widerspiegeln. Bei der Untersuchung massiger Betonbauteile (Gewicht ca. 10 t) haben wir beispielsweise festgestellt, daß sich im Fall einer raschen, eindimensionalen Aufheizung von Betonkörpern auf Temperaturen deutlich  $> 100^{\circ}\text{C}$  ein entgegen dem Wärmetransport ablaufender Stofftransportvorgang einstellt, der eine vergleichsweise schnelle Entwässerung, d. h. Ausdampfung des zum überwiegenden Teil physikalisch gebundenen Betonwassers bewirkt. Dabei wurden kurzfristig Ausdampfraten in der Größenordnung von  $1,0\text{ kg/m}^2\text{h}$  beobachtet. Das Ausdampfphänomen ist aufgrund theoretischer Überlegungen durchaus bekannt, es sind bisher jedoch niemals Versuche durchgeführt worden, um solche Vorgänge zu erfassen und die daran beteiligten Stoffmengen zu quantifizieren. Erst die Notwendigkeit, bei einem Großbauwerk unter Störfallbedingungen bestimmte Sicherheitsanforderungen zu erfüllen, hat zu entsprechenden Untersuchungen geführt.

Anhand dieses Beispiels sollte gezeigt werden, daß bei Katastrophenfällen unter Umständen Materialsituationen entstehen, die sich von dem bekannten Materialverhalten grundlegend unterscheiden und somit einer gesonderten Untersuchung bedürfen. Im folgenden wird über die Ergebnisse derartiger Untersuchungen berichtet: Dabei handelt es sich um Ergebnisse und Erfahrungen, die im Rahmen des Teilprojekts B3 des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen" gewonnen wurden. In dem Projekt B3 "Hochtemperaturverhalten von Festbeton" werden seit 1972 unter der Projektleitung des Verfassers spezielle Materialuntersuchungen an Beton mit dem Ziel durchgeführt, insbesondere die Frage des Festigkeits- und Verformungsverhaltens von Beton unter instationärer Temperatureinwirkung zu klären. An der Durchführung der Untersuchungen sind neben dem Verfasser die Herren Dr.-Ing. R. Weiß und Dipl.-Phys. U. Diederichs als wissenschaftliche Mitarbeiter maßgeblich beteiligt. Die von ihnen in diesem Zusammenhang durchgeführten Arbeiten seien hier ausdrücklich erwähnt.

### 1.2. Problemstellung

In der vorliegenden Arbeit wird über einige wesentliche der im Rahmen des Sonderforschungsbereichs auf dem Materialsektor erzielten Ergebnisse berichtet, wobei die Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter

erhöhten Temperaturen im Vordergrund steht. Dabei wird zwischen längeren stationären und kurzfristigen instationären Temperatureinwirkungen unterschieden.

Ausgehend von dem stationären Temperaturfall werden zunächst die Ergebnisse von Hochtemperaturkriechuntersuchungen anderer Forscher aufgezeigt und diskutiert. Diesbezügliche Ergebnisse eigener Arbeiten sind daneben gestellt. Insbesondere werden erste Ergebnisse zum Hochtemperaturkriechen von Konstruktionsleichtbeton mitgeteilt. Die im stationären Temperaturfall für das Kriechen anzusetzenden Materialgleichungen werden anhand eigener Meßergebnisse entwickelt und diskutiert. Das Problem der anelastischen Rückkriechverformungen wird behandelt.

Als Grundlage des instationären Temperaturfalls dienen vorzugsweise die uns vorliegenden Erfahrungen aus Bränden bzw. Normbrandversuchen. Dabei wird ein rascher Temperaturanstieg an der Bauteiloberfläche vorausgesetzt. Unter dieser Annahme läßt sich der Verformungsablauf eines unter Druckbeanspruchung stehenden Betonbauteils über die gesamte Lebensdauer entsprechend Abbildung 1 darstellen: zum Zeitpunkt  $t = t_1$  erfährt das

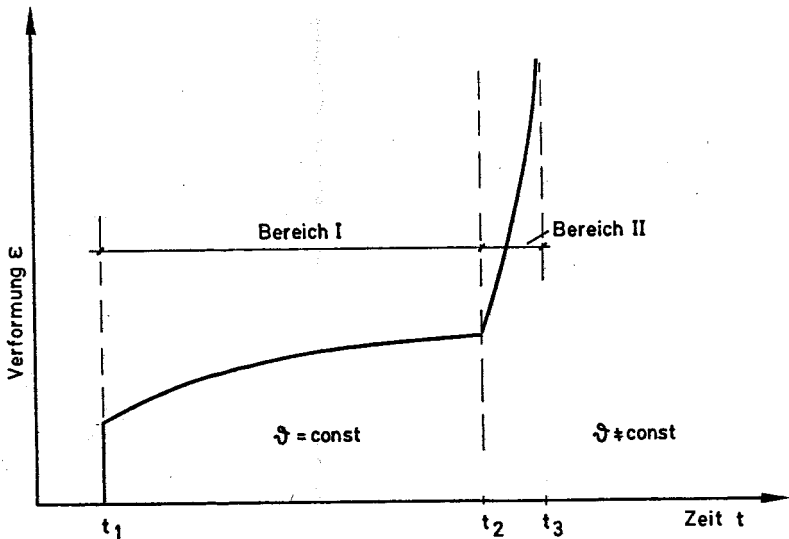


Bild 1: Verlauf der lastabhängigen Verformungen eines Betonbauteils über der Lebensdauer im Katastrophenfall

Bauteil eine bestimmte Belastung, woraus zunächst eine elastische Verformung resultiert, der sich über die Lebensdauer des Bauwerks zusätzliche Verformungen überlagern, die im einfachsten Fall nur aus Kriechverformungen bestehen, im allgemeinen jedoch aus einer Superposition verschiedener Einzelverformungen zu bilden sind <sup>+</sup>). Zum Zeitpunkt  $t_2$  tritt der Katastrophenfall ein, d. h. die ursprüngliche Annahme einer konstanten Temperatur wird verlassen, und zu den bereits akkumulierten Bauteilverformungen treten neue Verformungen hinzu. Die lastbezogenen Gesamtverformungen nehmen unter diesen Bedingungen lawinenartig zu, wodurch z.B. durch Überschreiten der zulässigen Verformungen oder Verformungsgeschwindigkeiten das Versagen des Bauteils eingeleitet wird.

Ausgehend von dieser Vorstellung wird zunächst gezeigt, welche theoretischen Voraussetzungen einzuhalten bzw. zweckmäßigerweise zugrunde zu legen sind, um den so skizzierten Verformungsablauf zu beschreiben. Das Ziel dieser Überlegungen ist die Aufstellung einer allgemeinen Kriechgleichung für Beton, die den auf Bild 1 angegebenen Verformungsablauf umfaßt <sup>++</sup>). Der Schwerpunkt der angestrebten Formulierung einer solchen Beziehung liegt allerdings eindeutig im Bereich II der Abbildung 1, d.h. es sind vor allem die unter instationären Temperatureinwirkungen auftretenden Materialverformungen anzugeben. Dabei wird von der im allgemeinen sicherlich richtigen Annahme ausgegangen, daß

$$t_3 - t_2 \ll t_2 - t_1 \quad (1.1)$$

ist. Weiterhin sei im Bereich II ein eindeutiger Zusammenhang zwischen der Temperatur  $\vartheta$  im Beton und der Zeit  $t$  vorgegeben:

$$d\vartheta = g'(t) \cdot dt, \quad g'(t) > 0 \quad (1.2)$$

und

$$dt = f'(\vartheta) \cdot d\vartheta, \quad f'(t) > 0 \quad (1.3)$$

---

+) Auf das Schwinden und thermisch bedingte Verformungen des Betons wird aus Gründen der Übersicht zunächst nicht weiter eingegangen; es werden nur die lastabhängigen Verformungen diskutiert.

++) Abweichend vom Regelfall wird bei einer solchen Beziehung jedes Bauteil letztlich durch eine Katastrophenbeanspruchung zerstört. Eine Materialgleichung dieser Art läßt sich somit nur sicherheitstheoretisch begründen.

Unter dieser Voraussetzung wird im folgenden das Verformungsverhalten von Normal- und Leichtbeton beschrieben, d. h. die im instationären Temperaturfall für das Kriechen anzusetzenden Materialgleichungen werden hergeleitet und angegeben. Dabei wird ausschließlich auf die Meßergebnisse eigener Versuchsreihen zurückgegriffen.

Im Anschluß daran wird die Frage der Hochtemperaturrelaxation untersucht. Es soll gezeigt werden, inwieweit sich der bei Beton aus der Theorie ergebende Zusammenhang zwischen Kriechen und Relaxation im Bereich von Temperaturen deutlich über 100 °C aufrecht gehalten werden kann.

Im instationären Temperaturfall erfährt das Relaxationsproblem eine interessante Variante, weil es dabei nicht mehr allein darum geht, einen Spannungsabfall bei konstanter Verformung nachzuweisen. Bei Erwärmung von belasteten, z. B. druckbeanspruchten Betonproben, unter gleichzeitig festgehaltener Anfangsverformung kommt es zunächst zu einem raschen Spannungsanstieg, der offenbar durch die verhinderte thermische Ausdehnung des Materials bedingt ist, und der sich erst im Zuge der mit dem Temperaturanstieg zunehmenden Verformungsfähigkeit des Materials vermindert. An diesem Vorgang sind naturgemäß auch alle thermisch bedingten Änderungen der elastischen und nichtelastischen Materialeigenschaften gleichermaßen beteiligt. Die klassische Formulierung des Relaxationsproblems bei konstanter Temperatur

$$\dot{\epsilon}_{el} + \dot{\epsilon}_{kr} = 0 \quad (1.4)$$

bedarf somit einer Erweiterung und lautet für den instationären Fall

$$\dot{\epsilon}_{el} + \dot{\epsilon}_{kr} = \dot{\epsilon}_{th} \quad (1.5)$$

Über die Anwendung von Gl. (1.5) wird im Abschnitt 5.2 berichtet.

## 2. Stand der Erkenntnisse

Beton gehört zur Vielzahl jener festen Materialien, die unter konstanter Last zeitabhängige Verformungen zeigen. Derjenige Anteil der auftretenden Gesamtdeformation, der nach Abzug der elastischen Dehnung  $\epsilon_{el}$  und des last-unabhängigen Schwindens  $\epsilon_s$  verbleibt, wird allgemein als "Kriechverfor-

mung"  $\epsilon_{kr}$  bezeichnet <sup>+)</sup> . Die Erscheinung des Kriechens von Beton wurde nach Wagner [1] erstmals im Jahre 1905 von Woolson erwähnt. Wenngleich die Kriecheigenschaft von Beton keine isolierte Erscheinung des physikalischen Verhaltens fester Körper darstellt, so nimmt der Beton aufgrund seiner Heterogenität dennoch gegenüber den meisten anderen Materialien eine Sonderstellung ein.

Zahlreiche Versuche haben gezeigt, daß unterschiedliche Betone unterschiedliches Kriechverhalten zeigen, das durch Faktoren wie Zementgehalt, W/Z-Wert, Belastungsalter, Zuschlagmaterial, Ausnutzungsgrad beeinflusst wird. Hinzu kommen die Parameter Form und Gestalt, Lagerungsbedingungen - also Umgebungsfeuchte und -temperatur -, um nur die wichtigsten zu nennen. Dies erklärt u. a., warum seit 1905 eine sehr umfangreiche Literatur zur Klärung des Betonkriechverhaltens entstanden ist. Von der Vielzahl existierender Veröffentlichungen - 1300 sind allein in [2] erfaßt - werden hier nur solche genannt, die für die hier zu diskutierenden Fragen von besonderem Interesse sind.

Zusammenfassende Darstellungen über das Betonkriechen sind in den genannten Literaturstellen [1] und [2] zu finden. Eine erste ausführliche Zusammenstellung dieser Art wurde bereits 1953 von Hanson [3] gegeben. Soweit das Betonkriechen aus rheologischer Sicht behandelt wurde, sind in [4] die wesentlichen Arbeiten bis 1964 erfaßt. Einen aus theoretischer Sicht besonders hervorzuhebenden Beitrag über das Kriechen von Beton hat Arutyunyan [5] geleistet. Neuere Darstellungen und Arbeiten, die sich insbesondere mit den Ursachen des Kriechphänomens aus thermodynamischer Sicht befassen, wurden von Bažant [6] und Wittmann [7] gegeben bzw. durchgeführt.

Der gegenwärtige Stand der Forschung über das Kriechen fand seinen Niederschlag in den Internationalen CEB/FIP-Richtlinien zur Berechnung von Betonbauwerken [8] vom März 1978. In den Richtlinien ist ein Verfahren angegeben, nach dem das Betonkriechen abgeschätzt werden kann. Nach diesem Verfahren werden für das Betonkriechen folgende Haupteinflüsse be-

---

+) Dabei wird im allgemeinen stillschweigend vorausgesetzt, daß der Kriechvorgang isotherm abläuft.

rücksichtigt: der Erhärtungszustand des Betons zum Zeitpunkt der Belastung, die Umgebungsbedingungen, die Betonzusammensetzung, die Bauteildicke und die Belastungsdauer.

Im Gegensatz zum Kriechen ist das Relaxationsverhalten des Betons wenig erforscht. Eine zusammenfassende Darstellung von Ergebnissen von Untersuchungen dieser Art ist in [9] zu finden. Der theoretische Zusammenhang zwischen Betonkriechen und -relaxation wurde 1937 erstmalig von Dischinger formuliert. Eine bedeutende Erweiterung seiner Theorie im Hinblick auf die Anwendung in der Praxis ist von Fugelsang-Nielsen [10] und Rüscher et al. [11] vorgenommen worden. Die in diesem Zusammenhang durchgeführten Arbeiten haben vor allem in den deutschen Spannbetonrichtlinien [12] ihren Niederschlag gefunden. Abweichend von dem in [8] für das Kriechen angegebenen Produktansatz wird in [12] ein Summenansatz vorgeschlagen, d. h. es wird zwischen reversiblen und irreversiblen Kriechverformungen unterschieden. Weitere Beiträge zum Relaxationsverhalten von Beton liegen vor. Genannt seien hier die Arbeiten von Ross [13], Trost [14], Rostásy et al. [15], Zerna [16] und Bažant [17], wobei im allgemeinen auf die Theorie der linearen Viskoelastizität, als dessen Grundlage das Boltzmannsche Überlagerungsprinzip anzusehen ist, zurückgegriffen wurde. Ein besonders übersichtliches Verfahren zur Behandlung des Relaxationsproblems wurde von Wittmann [18] vorgeschlagen.

Das wesentliche Ergebnis der o. g. Arbeiten ist, daß das Boltzmannsche Überlagerungsprinzip nur begrenzt auf Beton angewendet werden kann. Das Überlagerungsprinzip beruht auf folgenden Voraussetzungen:

- a) Zug- und Druckbeanspruchungen im Beton geben dem Betrag nach gleiche Kriechdehnungen.
- b) Das Kriechen infolge einer Spannungsänderung  $\Delta\sigma$  im Zeitraum  $t_2 - t_1$  wird gleichgesetzt dem Kriechen, das in dem gleichen Zeitraum bei einer Erstbelastung mit  $\Delta\sigma$  eintreten würde; d. h. die Dehnungsantwort des Betons auf die Summe zweier Spannungsgeschichten ist gleich der Summe der Dehnungsantworten auf die einzelnen Spannungsgeschichten.

Diese Voraussetzungen sind beim Beton unter den vereinfachten Annahmen des CEB/FIP-Konzepts nicht unbedingt erfüllt. So widerspricht z. B. die zweite Annahme der Tatsache, daß sich entsprechend dem Verlauf des Hydratationsgrades des Zementsteins die Betoneigenschaften während der ersten 100 Tage nach der Herstellung stark ändern. Ebenso wurde festge-

stellt, daß durch eine Vorbelastung des Betons das Kriechen unter Umständen gemindert wird. In der Praxis lassen sich die dadurch auftretenden Änderungen des Kriechverhaltens nur durch Einführung entsprechender Parameter in den Kriechgleichungen berücksichtigen, so daß sich Superpositionsgesetze angeben lassen, die mit Einschränkungen bzw. in Sonderfällen angewendet werden können.

Das Kriechen von Beton unter erhöhten Temperaturen wurde ebenfalls vielfach untersucht. Vorzugsweise handelt es sich dabei jedoch um Untersuchungen im Temperaturbereich von 20 °C bis 100 °C, die im Zusammenhang mit der Entwicklung und Erstellung von Kernkraftwerken durchgeführt wurden. Eine zusammenfassende Darstellung dieses Fragenkomplexes wurde 1970 von Geymayer [19] und 1974 von Eibl et al. [20] gegeben. Kriechuntersuchungen bei konstanten Temperaturen deutlich über 100 °C wurden dagegen bisher nur selten durchgeführt. Eine knappe Darstellung der auf diesem Gebiet vorliegenden Arbeiten ist in [21] zu finden. Insbesondere sind Hochtemperaturversuche dieser Art an Leichtbeton nicht bekannt. Meßergebnisse über Relaxationsversuche bei erhöhten Temperaturen liegen ebenfalls praktisch nicht vor.

Auf die Erscheinung des Hochtemperaturkriechens unter instationärer Temperatureinwirkung wurde 1963 erstmalig von Hansen [22] aufgrund von Biegeuntersuchungen an Zementmörtelproben hingewiesen. Es wurde festgestellt, daß bei einer relativ raschen Aufheizung von belasteten Betonproben nichtelastische Verformungen auftreten, die ein Vielfaches der aufgrund stationärer Kriechversuche zu erwartenden Verformungswerte betragen. Zu den gleichen Erkenntnissen haben die 1967 von Fischer [23] vorgelegten Untersuchungsergebnisse an druckbeanspruchten Mörtel- und Betonproben unter instationärer Temperatureinwirkung geführt. Mit Veröffentlichungen über Torsionsversuche bei veränderlichen Temperaturen von Illston [24] und Thelandersson [25] in den Jahren 1973 und 1974 wurden diese Arbeiten fortgesetzt.

Im Sonderforschungsbereich 148 der Technischen Universität Braunschweig wird das Verformungsverhalten von Beton unter instationärer Temperatureinwirkung seit 1972 intensiv studiert. In zahlreichen Arbeiten [26 bis 34] wurde über die Ergebnisse dieser Bemühungen berichtet. Vorzugsweise handelt es sich dabei um Veröffentlichungen von experimentellen Ergeb-

nissen und Erfahrungen, die darauf gerichtet sind, der interessierten Fachwelt möglichst rasch einen Überblick über die praktisch relevanten Zusammenhänge zu verschaffen. Es war jedoch von vornherein klar, daß im Rahmen dieser Arbeiten ebenfalls weiterführende theoretische Studien durchzuführen sind mit dem Ziel, die im Hochtemperaturbereich beobachteten Effekte zu analysieren und im Rahmen einer auf werkstoffkundlicher Basis gestützten Theorie so umfassend wie möglich zu beschreiben. Arbeiten dieser Art liegen ebenfalls bereits vor [35 bis 37] und werden auch in Zukunft im Sonderforschungsbereich einen entsprechenden Platz einnehmen.

Den vorstehend erwähnten Materialuntersuchungen des SFB 148 stehen nur wenige vergleichbare Arbeiten des Auslands gegenüber. Allerdings sind in Schweden 1975/76 ebenfalls Forschungsanstrengungen in der hier aufgezeigten Richtung unternommen worden. Soweit dabei vergleichbare Untersuchungen durchgeführt wurden, haben diese Arbeiten die Forschungsergebnisse des SFB im Prinzip bestätigt. Aus Gründen der Übersicht wird auf eine Wiedergabe der genannten Ergebnisse jedoch verzichtet und auf die entsprechende Literatur verwiesen [38].

Legt man zur Beurteilung des Standes der Wissenschaft die hier zitierten Arbeiten zugrunde, so kommt man zu dem Ergebnis, daß die Beschreibung des Kriech- und Relaxationsverhaltens von Beton bis heute noch viele Fragen offen läßt. Dies gilt insbesondere im Fall erhöhter Temperaturen, wobei stationäre und instationäre Temperaturzustände zu unterscheiden sind. Eine in diesen Rahmen gestellte Untersuchung des gesamten Kriech- und Relaxationskomplexes liegt gegenwärtig nicht vor, und der Verfasser ist sich bewußt, daß sein Beitrag zu diesem Thema nur ein Anstoß in diese Richtung sein kann.



### 3. Theoretische Voraussetzungen

#### 3.1. Kriechen bei stationären Temperaturen

Zur Veranschaulichung der Erscheinung, daß bei Belastung bzw. Dauerbelastung von Beton die Verzerrungen des Werkstoffs mit der Zeit zunehmen, ist eine Beziehung der Form

$$f(\epsilon, \sigma, t, \vartheta) = 0 \quad (3.1)$$

erforderlich, wobei die Temperatur  $\vartheta$  zunächst nur als konstanter Parameter aufgefaßt wird. Die obige Gleichung ist allerdings erst dann anwendbar, wenn ihr eine bestimmte Struktur zugeordnet wird, d. h. wenn die Differential- und Integraloperatoren der Funktionen  $\epsilon$ ,  $\sigma$  und  $t$  bekannt sind. Solche Funktionen lassen sich anhand von Kriechtheorien gewinnen, wobei gegenwärtig im allgemeinen von folgenden Grundannahmen ausgegangen wird:

- a) das Material wird als homogener isotroper Körper betrachtet;
- b) die Beziehungen zwischen Kriechverformung und Spannung sind linear;
- c) die Anwendung des Boltzmannschen Superpositionsprinzips ist erlaubt.

Die erste Annahme ist bei Beton sicherlich nicht erfüllt. Weiterhin konnte in zahlreichen experimentellen Untersuchungen nachgewiesen werden, daß auch die beiden letzten Annahmen, selbst im Bereich der Gebrauchsspannungen bei Raumtemperatur, nur näherungsweise gelten. Im Hochtemperaturbereich kann somit voraussichtlich auch nicht von einer allgemeinen Gültigkeit der oben zitierten Grundannahmen ausgegangen werden - über diesbezügliche Ergebnisse und Erfahrungen wird anhand eigener Versuche im Abschnitt 4.1.3 berichtet -, so daß die Basis für eine umfassende, wirklichkeitsnahe Beschreibung der Kriechphänomene vergleichsweise klein ist.

Im folgenden wird der Koordinatenursprung der Zeit in den Zeitpunkt der Fertigstellung des Betons gelegt. Das Betonalter wird mit der Koordinate  $\tau$  bezeichnet und der Moment, für den die Verformung bestimmt wird, mit der Koordinate  $t$ . Für die gesamte einaxiale Verformung eines prismatischen Körpers unter einer Einheitslast ( $\sigma = 1$ ), die vom Betonalter  $\tau$  bis zum Zeitpunkt  $t$  aufrechterhalten wurde, erhält man dann:

$$I(t, \tau) = \frac{1}{E(\tau)} + C(t, \tau) \quad (3.2)$$

Insbesondere gilt hierbei

$$C(t, t) = 0 \quad (3.3)$$

sowie

$$\int_{\tau}^{\infty} \frac{\partial C(t, \tau)}{\partial \tau} \cdot d\tau \leq 0, \quad (3.4)$$

weil die Zunahme des Kriechens mit dem Betonalter für alle Zeiten  $t$  immer kleiner Null ist. Für den allgemeinen Fall, daß der Beton zum Zeitpunkt  $t_1$  mit einer zeitlich veränderlichen Spannung  $\sigma(t)$  belastet wird, erhält man aufgrund des Superpositionsprinzips

$$\varepsilon(t) = \int_{-\infty}^t \frac{\partial \sigma(\tau)}{\partial \tau} \cdot I(t, \tau) \cdot d\tau, \quad (3.5)$$

Durch partielle Integration ergibt sich daraus die von Trost [14] angegebene Form der Kriechgleichung

$$\varepsilon(t) = \sigma(t_1) \cdot I(t, t_1) + \int_{t_1}^t \frac{\partial \sigma(\tau)}{\partial \tau} \cdot I(t, \tau) \cdot d\tau, \quad (3.6)$$

die bei Wahl eines anderen Integrationsweges in die Form

$$\varepsilon(t) = \sigma(t) \cdot I(t, t) - \int_{t_1}^t \sigma(\tau) \cdot \frac{\partial I(t, \tau)}{\partial \tau} \cdot d\tau \quad (3.7)$$

gebracht werden kann. Da im Bereich  $t_1 \leq \tau \leq \infty$

$$\frac{\partial I(t, \tau)}{\partial \tau} = \frac{\partial}{\partial \tau} \left( \frac{1}{E(\tau)} + C(t, \tau) \right) \leq 0 \quad (3.8)$$

ist, wird die Kriechverformung somit immer positiv, solange  $\sigma(t) > 0$  ist. Mit (3.2) und (3.3) erhält man aus (3.7) schließlich

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E(t)} - \int_{t_1}^t \sigma(\tau) \cdot \frac{\partial I(t, \tau)}{\partial \tau} \cdot d\tau \quad (3.9)$$

Damit ist eine allgemeine Kriechgleichung gefunden, die den isothermen Verformungsablauf des Betonbauteils gemäß Abbildung 1 (Bereich I) wiedergibt. Es ist zu beachten, daß darin im Prinzip keine Einschränkungen hinsichtlich ihrer Anwendung im stationären Temperaturfall enthalten sind.

### 3.2. Kriechen bei instationären Temperaturen

Eine der im vorhergehenden Abschnitt abgeleiteten Kriechgleichung für Beton äquivalente Beziehung für den Fall einer instationären Temperatureinwirkung ist bisher nicht bekannt. Erst die Untersuchungsergebnisse, die im Rahmen des Teilprojekts B3 des Sonderforschungsbereichs 148 gewonnen wurden, haben diesbezüglich zu neuen Erkenntnissen geführt. Für den allgemeinen Fall des Kriechens unter beliebiger Temperatureinwirkung erhält man das folgende totale Differential:

$$d\varepsilon = \frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma} \cdot d\sigma + \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \cdot dt + \frac{\partial \varepsilon}{\partial \vartheta} \cdot d\vartheta \quad (3.10)$$

Unter Einbeziehung von Gl. (1.2) ergibt sich daraus

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma} \cdot \dot{\sigma} + \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \frac{\partial \varepsilon}{\partial \vartheta} \cdot g'(t) \quad (3.11)$$

Betrachtet wird nun nur noch der letzte Term in Gl. (3.11), wobei die folgenden Substitutionen durchgeführt werden:

$$t = \eta(u, v) = f(u) \quad (3.12)$$

$$\vartheta = \xi(u, v) = g(v) \quad (3.13)$$

Für die partiellen Ableitungen ergeben sich dann die Ausdrücke

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial u} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \cdot \frac{\partial f(u)}{\partial u} + \frac{\partial \varepsilon}{\partial \vartheta} \cdot \frac{\partial g(v)}{\partial u} \stackrel{= 0}{=} \quad (3.14)$$

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial v} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \cdot \frac{\partial f(u)}{\partial v} + \frac{\partial \varepsilon}{\partial \vartheta} \cdot \frac{\partial g(v)}{\partial v} \stackrel{= 0}{=} \quad (3.15)$$

Durch eine weitere Substitution mit  $u = \vartheta$  und  $v = t$  erhält man schließlich

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial \vartheta} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \cdot f'(\vartheta) \rightarrow \frac{\partial \varepsilon}{\partial \vartheta} \cdot d\vartheta = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \cdot dt \quad (3.16)$$

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial \vartheta} \cdot g'(t) \rightarrow \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \cdot dt = \frac{\partial \varepsilon}{\partial \vartheta} \cdot d\vartheta \quad (3.17)$$

Unter diesen Voraussetzungen, d. h. im instationären Fall, ergibt sich für die lastabhängigen Gesamtverformungen anstelle von Gl. (3.10) bzw. (3.11) aufgrund der Identitäten von Gl. (3.16) bzw. (3.17) das folgende totale Differential

$$d\varepsilon = \left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma}\right)_t \cdot d\sigma + \left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial t}\right)_\sigma \cdot dt \quad (3.18)$$

Die Gesamtverformung des Betons ist entsprechend dieser Gleichung somit lediglich aus zwei Anteilen zu bilden. Unter der Annahme, daß die nicht-elastische Verformung im Intervall  $t \leq \tau \leq t + \Delta t$  durch eine Funktion  $J(\bar{\sigma}, t)$  beschrieben werden kann <sup>+</sup>, erhält man gemäß Abbildung 2:

$$\frac{\varepsilon(t+\Delta t) - \varepsilon(t)}{\Delta t} = \frac{1}{E(t)} \cdot \left\{ \frac{\sigma(t+\Delta t) - \sigma(t)}{\Delta t} \right\} + \sigma \cdot \left\{ \frac{J(\bar{\sigma}, t+\Delta t) - J(\bar{\sigma}, t)}{\Delta t} \right\} \quad (3.19)$$

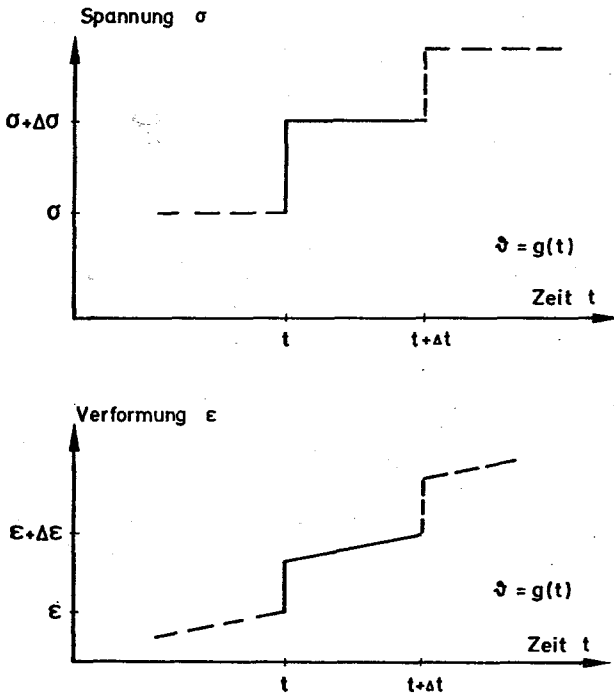
Für den Grenzwert  $\lim_{\Delta t \rightarrow 0}$  erhält man daraus

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{1}{E(t)} \cdot \frac{d\sigma}{dt} + \sigma \cdot \left(\frac{\partial J(\bar{\sigma}, t)}{\partial t}\right)_\sigma \quad (3.20)$$

Ein Vergleich von (3.18) und (3.20) zeigt, daß die Klammerausdrücke von Gl. (3.18) Materialeigenschaften beschreiben, die unter ganz bestimmten Randbedingungen zu ermitteln sind. Der erste Term in (3.18) beinhaltet offenbar einen elastischen Anteil

$$\left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma}\right)_t = \frac{1}{E(t)} \quad (3.21)$$

+ ) Diese Annahme ist zulässig, weil über  $J(\bar{\sigma}, t)$  zunächst lediglich vorausgesetzt wird, daß es für konstante Spannungen  $\bar{\sigma}$  gilt. Da die Kriechverformung infolge stationären Kriechens in dem Zeitintervall  $t_2 < t < t_3$  (vergl. Abb. 1) im allgemeinen viel kleiner ist als die Verformungen durch instationäres Kriechen für  $t \geq t_2$ , kann dieser Anteil entweder ganz vernachlässigt werden, oder er wird pauschal in  $J(\bar{\sigma}, t)$  einbezogen, wodurch sich besonders einfache Beziehungen ergeben.



**Bild 2:** Verformung einer Betonprobe bei veränderlichen Spannungen und ansteigenden Temperaturen

wobei die Zeit  $t$  über Gl. (1.2) mit der Temperatur  $\vartheta$  verknüpft ist. Der zweite, nichtelastische Verformungsanteil wird zunächst durch Vergleich von Gl. (3.18) und (3.20) umgeschrieben, und es ergibt sich

$$\left(\frac{\partial \epsilon}{\partial t}\right)_{\sigma} = \sigma \cdot \left(\frac{\partial J(\bar{\sigma}, t)}{\partial t}\right)_{\sigma} \quad (3.22)$$

Die Gleichungen (3.21) und (3.22) können addiert werden, und nach Integration der so erhaltenen Beziehung erhält man

$$\epsilon - \epsilon_0 = \int_{\sigma_0=0}^{\sigma} \frac{1}{E(t)} d\sigma + \int_{t_0=0}^t \sigma \cdot \left(\frac{\partial J(\bar{\sigma}, t)}{\partial t}\right)_{\sigma} \cdot dt \quad (3.23)$$

Darin sind  $\sigma$ ,  $E$  und  $J$  Funktionen der Zeit, die entsprechend den allgemeinen Voraussetzungen jedoch auf bestimmte Weise mit der Temperatur

verknüpft sind. Durch Einführung einer zunächst noch beliebigen Temperatur-Zeit-Funktion läßt sich zeigen, daß die Gleichung

$$\varepsilon - \varepsilon_0 = \int_{t_0=0}^t \left\{ \frac{\dot{\sigma}(t)}{E(t)} + \sigma(t) \cdot \left( \frac{\partial J(\bar{\sigma}, t)}{\partial t} \right)_{\sigma} \right\} dt \quad (3.24)$$

auch als reine Temperatur- und Spannungsbeziehung aufgefaßt werden kann. Für den Sonderfall einer linearen Temperaturfunktion<sup>+)</sup>

$$\vartheta = w \cdot t + \vartheta_0 \quad (3.25)$$

ergibt sich nach einigen Umformungen

$$\varepsilon - \varepsilon_0 = \int_{t_0}^{\bar{t}} \left\{ \frac{\sigma' \left( \frac{\bar{t}-t}{w} \right)}{E \left( \frac{\bar{t}-t}{w} \right)} + \sigma \left( \frac{\bar{t}-t}{w} \right) \cdot \left( \frac{\partial J}{\partial t} \right)_{\sigma} \right\} \cdot d\bar{t}, \quad (3.26)$$

d. h. die auf der Abbildung 1 im Bereich II dargestellte Verformungsbeziehung ist nur noch von der Temperatur und der Betonausnutzung abhängig, eine im Hinblick auf die praktische Anwendung im instationären Fall außerordentlich nützliche Eigenschaft. Der in Gl. (3.26) enthaltene Verformungsterm  $\varepsilon_0$  ist gemäß Abbildung 1 übrigens durch die bis zum Zeitpunkt  $t_2$  aufgetretenen Kriechverformungen gegeben.

### 3.3. Ableitung einer allgemeinen Kriechgleichung für Beton

Mit Hilfe der in Abschnitt 3.1 und 3.2 abgeleiteten Beziehungen läßt sich nunmehr der gesamte Verformungsablauf eines Betonbauteils über seine Lebensdauer beschreiben (vergl. Abb. 1), wobei vereinbarungsgemäß nur die lastabhängigen Verformungen betrachtet werden. Aus Gl. (3.9) und (3.24) erhält man unter Beachtung der jeweils maßgebenden Integrationsgrenzen

+) Die Einführung einer linearen Temperaturfunktion ist keine Einschränkung hinsichtlich der Allgemeingültigkeit der Beziehung, weil sich jede Temperaturfunktion offenbar durch Superposition vieler linearer Funktionen erzeugen läßt. Für nichtlineare Umformungen wird die "Theorie" u. U. jedoch extrem unhandlich.

$$\begin{aligned} \varepsilon(t) = & \int_0^{t \leq t_3} \frac{\sigma(\tau)}{E(\tau)} \cdot d\tau - \int_{t_1}^{t \leq t_2} \sigma(\tau) \cdot \frac{\partial I(t, \tau)}{\partial \tau} \cdot d\tau \\ & + \int_{t_2}^{t_2 \leq t < t_3} \sigma(\tau) \cdot \frac{\partial J(\bar{\sigma}, \tau)}{\partial \tau} \cdot d\tau \end{aligned} \quad (3.27)$$

Die gesamte Kriechgleichung umfaßt somit 3 Terme. Sie gilt zunächst noch ganz allgemein, da über die Funktionen  $I(t, \tau)$  und  $J(\bar{\sigma}, \tau)$  nichts gesagt ist. Lediglich der Integrationsweg ist durch Bild 1 vorgegeben. Es ist jedoch vorstellbar, daß mit dieser Beziehung auch solche thermischen Beanspruchungen beschrieben werden, die einen anderen zeitlichen Ablauf besitzen. In einem solchen Fall wäre es nur erforderlich, die Integrationsgrenzen gemäß Bild 1 zu ändern bzw. durch Einführung eines weiteren Bereichs mit konstanten Temperaturen zu erweitern und für  $I(t, \tau)$  bzw.  $J(\bar{\sigma}, \tau)$  entsprechende Funktionen zu bestimmen.  $J(\bar{\sigma}, \tau)$  würde dabei beispielsweise den Kriechvorgang bis zum Erreichen eines stationären Betriebszustands beschreiben.

Der erste Term in Gl. (3.27) umfaßt einen rein elastischen Verformungsanteil. Er ist für alle Zeiten  $t > t_1$  größer Null und nimmt im Katastrophenfall <sup>+)</sup>  erfahrungsgemäß relativ große Werte an, weil der Elastizitätsmodul - jedenfalls bei Betonen praxisüblicher Zusammensetzung - mit steigender Temperatur rasch abnimmt.

Der zweite Term in Gl. (3.27) beschreibt das isotherme Kriechen unter veränderlicher Last und kann im Normalfall, d. h. bei einer konstanten Umgebungstemperatur von 20 °C anhand der CEB/FIP-Richtlinien [8] oder Spannbetonrichtlinien [12] abgeschätzt werden. Im Prinzip umfassen die ersten beiden Terme der Gl. (3.27) auch solche Beziehungen, wie sie beispielsweise von Alda [39] (vergl. S. 105, Gl. (5-1)) zur Beschreibung des isothermen Kriechens bei beliebig veränderlichen Spannungsschichten angegeben werden.

<sup>+)</sup>  Als Katastrophenfall ist hier vorzugsweise der Lastfall 'Brand' mit Betontemperaturen bis etwa 1000 °C gemeint.

Der dritte Term in Gl. (3.27) erfaßt die sogenannten Übergangsverformungen, die nur bei instationärer Temperatureinwirkung auftreten. Das Wort 'Übergang' soll in diesem Zusammenhang darauf einen Hinweis geben, daß sich das Material in einem Übergangszustand befindet, der zwar nicht notwendigerweise zum Materialbruch führt, im übrigen aber ehestens mit dem aus der Metallkunde bekannten Phänomen des tertiären Kriechens zu vergleichen ist. Das Übergangskriechen ist nach der hier gewählten Definition grundsätzlich von dem im angelsächsischen Sprachraum gebräuchlichen 'transitional thermal creep' zu unterscheiden. Der letztgenannte Ausdruck geht auf die Arbeiten von Illston und Sanders [24] zurück, die sich, wie bereits vorn schon erwähnt wurde, mit der Frage des Torsionskriechens von Beton bei veränderlichen Temperaturen befaßt haben.

An dieser Stelle soll kurz erläutert werden, in welchen Punkten sich die Vorgehensweise in [24] von der hier gewählten Methode unterscheidet. Illston definiert als 'transitional thermal creep' einen Verformungsterm, der im Fall einer Temperaturänderung gegenüber dem isothermen Kriechterm zusätzlich auftritt, d. h. er setzt mehrere Verformungsterme additiv zusammen, um die bei veränderlichen Temperaturen auftretende Gesamtverformung zu beschreiben. In den vorstehenden Abschnitten, insbesondere in Abschnitt 3.2, wurde jedoch gezeigt, daß aus theoretischer Sicht zunächst keine Veranlassung besteht, die Kriechfunktion im instationären Fall in mehrere Einzelterme aufzuspalten. Bei der Herleitung der entsprechenden Beziehungen wurde lediglich einschränkend vorausgesetzt, daß die Kriechfunktion  $J(\bar{\sigma}, \tau)$  unter Beachtung der jeweiligen thermischen Randbedingungen bestimmt wird.

Die hier gewählte Vorgehensweise entspricht somit dem in der Thermodynamik üblichen Verfahren, die zur Beschreibung des Verhaltens von Systemen erforderlichen Parameter auf den Zustand des Systems abzustimmen. Ein wesentlicher Vorteil, der sich zwangsläufig daraus ergibt, liegt darin, daß sich schließlich vergleichsweise einfache Beziehungen zur Beschreibung des Systemverhaltens ergeben. Es wird noch gezeigt, daß dies auch im vorliegenden Fall zutrifft.

Die in Gl. (3.27) angegebenen Funktionen  $J(\bar{\sigma}, \tau)$  bzw.  $(\partial J(\bar{\sigma}, \tau) / \partial \tau)_{\bar{\sigma}}$  sind bisher nicht bekannt. Ein Ziel der folgenden Untersuchungen ist somit die Gewinnung von Kriechfunktionen für den thermischen Übergangsbereich (s.



hierzu insbesondere Abschnitt 4.2). Die Funktionen sollen anhand neuer, teilweise jedoch auch schon veröffentlichter, eigener Forschungsergebnisse entwickelt werden, und zwar sowohl für Konstruktionsleichtbeton als auch für Normalbeton.

Ein Vorteil der unter (3.27) angegebenen allgemeinen Kriechbeziehung für Beton wird darin gesehen, daß die bekannten Materialgleichungen des Gebrauchslastfalls durch einen einzigen Term ergänzt werden müssen, um von dem Gebrauchszustand in den Katastrophenzustand überzugehen. Darüber hinaus wurde für den letztgenannten Fall sogar eine Beziehung abgeleitet, die formal mit den bereits bekannten Beziehungen des Gebrauchszustands große Ähnlichkeit aufweist, so daß sich im Prinzip keine neuerlichen Überlegungen hinsichtlich ihrer praktischen Anwendung ergeben. Wenngleich man den instationären Verformungsterm aus Gründen der Übersicht bei der praktischen Anwendung eher als temperaturabhängige Beziehung formulieren wird, besteht hierzu, wie Gl. (3.26) zeigt, keine generelle Veranlassung. Im übrigen beruht die in DIN 4102 für das Versagen von Bauteilen angegebene Feuerwiderstandsdauer in Minuten ebenfalls auf dem hier formulierten Prinzip der Umrechnung von definierten Temperaturzuständen auf reale Zeitangaben. Man beachte, daß z. B. bei zyklischen Temperaturzuständen die Voraussetzung von Gl. (1.2)  $g'(t) > 0$  nicht mehr in jedem Fall erfüllt ist. Dieser Fall wird von Gl. (3.26) offenbar nicht mehr erfaßt. Er ist jedoch speziell für den Betrieb von Kraftwerken interessant. Da die thermische Dehnung von Beton beim erstmaligen Erwärmen und Abkühlen i. a. nicht reversibel abläuft, sind bezüglich der Verformungen allerdings gesonderte Überlegungen erforderlich (s. auch Abschnitt 4.2.6, Bild 40).

#### 4. Entwicklung von Kriechbeziehungen anhand von Meßergebnissen

##### 4.1. Kriechen bei stationären Temperaturen

###### 4.1.1. Vorbemerkungen

Es wurde bereits erwähnt, daß die isotherme Kriechfunktion  $I(t, T)$  bei Raumtemperatur für den baupraktischen Bereich mit ausreichender Genauigkeit anhand bestehender Richtlinien abgeschätzt werden kann. Im Fall des isothermen Kriechens bei erhöhten Temperaturen liegen die Dinge dagegen grundsätzlich anders, weil entsprechende Vorschriften nicht vorliegen. Man ist im Anwendungsfall somit gezwungen, gesonderte Untersuchungen durchzuführen, sofern für den speziellen Fall keine Vergleichswerte aus der Literatur bekannt sind. Obwohl der Schwerpunkt dieser Arbeit auf dem Gebiet des nichtisothermen Kriechens von Beton liegt, ist es notwendig und sinnvoll, im Rahmen einer solchen Studie auch zu dem erstgenannten Phänomen Stellung zu nehmen. Dabei kommt es in erster Linie darauf an, vorliegendes Datenmaterial einzuordnen und zu diskutieren und dieses, soweit es zweckmäßig und erforderlich erscheint, durch eigene Messungen zu ergänzen.

Im folgenden werden aus Gründen der Übersicht zwei Temperaturbereiche unterschieden: Zunächst wird das Kriechen massiger Betonbauteile bei Temperaturen  $20\text{ }^{\circ}\text{C} < T < 100\text{ }^{\circ}\text{C}$  betrachtet. Dieser Fall kommt in der Praxis relativ häufig vor - z. B. bei Kernkraftwerken o. ä. - und ist deshalb vergleichsweise ausführlich untersucht bzw. erforscht worden. Demgegenüber wurden Kriechuntersuchungen an Betonen bei Temperaturen deutlich  $> 100\text{ }^{\circ}\text{C}$  bisher nur in geringem Umfang durchgeführt, so daß es von vornherein zweckmäßig erschien, hierauf etwas ausführlicher einzugehen. Insbesondere ergab sich bei der Sichtung des vorliegenden Materials die Notwendigkeit, auch die Frage des Verlaufs von Kriechfunktionen im Hochtemperaturbereich zu behandeln, weil darüber nur wenige, zum Teil sogar widersprüchliche Angaben vorliegen.

###### 4.1.2. Kriechen von Beton bei Temperaturen $< 100\text{ }^{\circ}\text{C}$

Die im folgenden diskutierten Kriechphänomene treten vor allem bei Spannbetondruckbehältern in Kernkraftwerken auf und sind im Hinblick auf die Sicherheitsanforderungen, die solche Behälter erfüllen müssen, von besonderer Bedeutung. Vor allem geht es dabei um die Frage des Kriechens

von nahezu wassersattem Beton bei erhöhten Temperaturen, weil die sehr dickwandigen Druckbehälter aufgrund der langen Diffusionswege während der Betriebsdauer praktisch keine Möglichkeit haben, das im Beton nur lose gebunden vorliegende Kapillarwasser durch Feuchtewanderung abzugeben. Wie bereits erwähnt, sind die auf diesem Gebiet vorliegenden Forschungsarbeiten in [19] und [20] zusammenfassend kommentiert.

Eine komprimierte Darstellung der wichtigsten Meßergebnisse auf diesem Gebiet ist in [21] zu finden. Bild 3 zeigt die dort zitierten Ergebnisse. Man erkennt daran, daß die Temperaturabhängigkeit des stationären Betonkriechens von den einzelnen Forschern durchaus unterschiedlich beurteilt wird. Lediglich die Beobachtung, daß mit steigender Temperatur die Kriechverformungen zunehmen, wird praktisch einhellig bestätigt. Auffällig ist die Aufspaltung der vorliegenden Meßreihen in 2 Gruppen. Eine Gruppe von Forschern ermittelte z. B. bei 80 °C Kriechwerte, die 4- bis 5-mal größer sind als die entsprechenden Vergleichswerte bei Raumtemperatur, wohingegen sich bei anderen Versuchen offenbar nur die 2-fachen Werte einstellten. Dieser Effekt kann unter Umständen durch den unterschiedlichen Feuchtegehalt der geprüften Betonproben erklärt werden. Nach Wittmann [7] hängt die Kriechverformung von Zementstein stark von der jeweiligen Probenfeuchte bzw. von dem unter bestimmten klimatischen Bedingungen erreichten Gleichgewichtszustand der Proben ab. Durchweg steigen die Verformungen mit zunehmender Feuchtigkeit an. Da nun Kriechversuche der vorliegenden Art grundsätzlich an versiegelten Betonproben durchgeführt werden, ist anzunehmen, daß in den Meßergebnissen von Bild 3, die bei Versuchsbeginn während der Versuche jeweils vorliegenden Betonfeuchten in allen Fällen unterschiedlich waren und somit nicht mehr vergleichbare Verhältnisse vorgelegen haben dürften. Auf die Schwierigkeiten, eine dampfdichte Versiegelung von Betonproben bei erhöhten Temperaturen im Experiment zu realisieren, sei als eine mögliche Begründung an dieser Stelle ausdrücklich hingewiesen. Bei den Versuchen gemäß Bild 3 wurden die Kriechproben übrigens erst temperiert und nach Erreichen der Versuchstemperaturen belastet.

Zur Beschreibung des temperatur- und zeitabhängigen Verlaufs der Kriechverformungen des Betons in Spanndruckbehältern liegen verschiedene Vorschläge vor. Abbildung 4 zeigt das nach Zerna [40] für den Wylfa-Druckbehälter abgeleitete spezifische Kriechen in Abhängigkeit von Temperatur

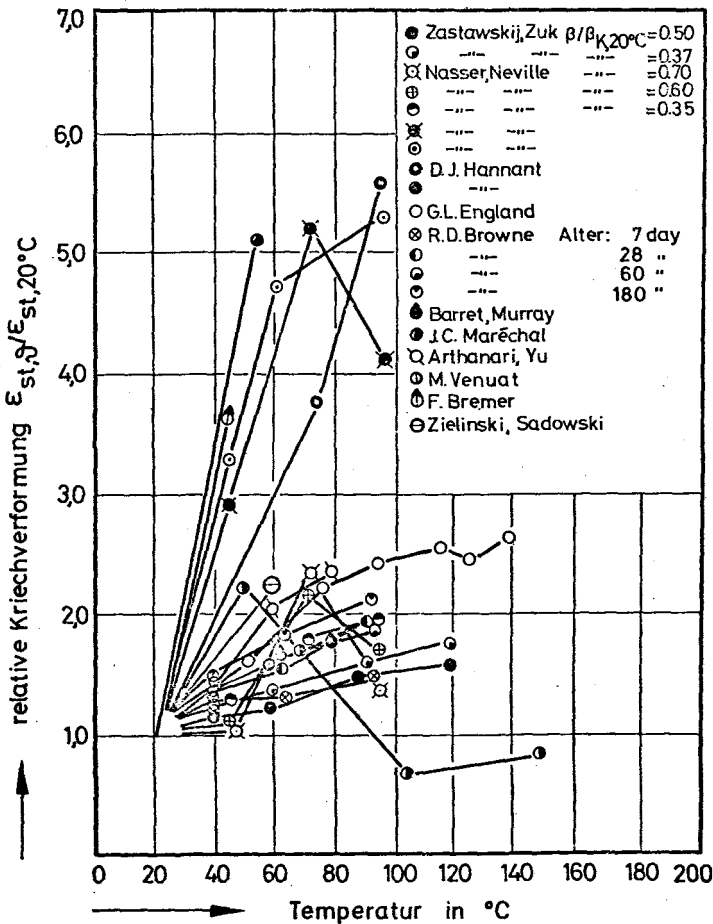
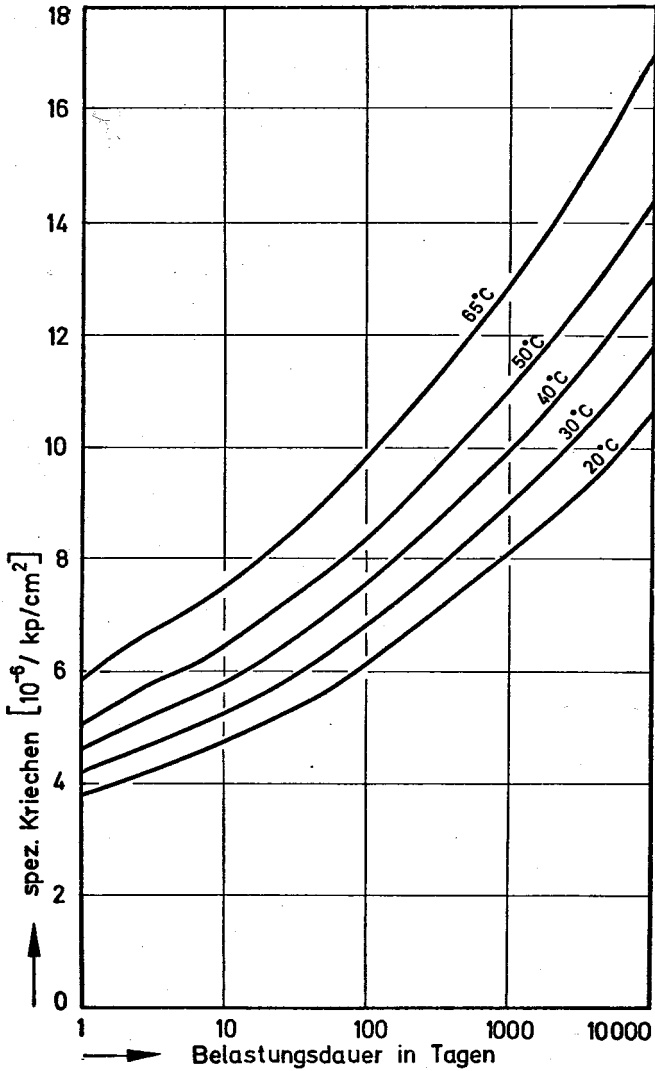


Bild 3: Relative Kriechverformungen von Normalbeton bei erhöhten Temperaturen



**Bild 4:** Spezifisches Kriechmaß eines Reaktorbetons bei erhöhten Temperaturen, Rechenbeziehung nach [40]

und Zeit. Diese Kurven sind durch Vergleichsrechnungen unter Zugrundelegung umfassender Meßdaten, die in diesem Zusammenhang veröffentlicht wurden, gewonnen worden. Als Kriechgleichung wird in [40] dafür die Beziehung <sup>+)</sup>

$$\log \varepsilon_{sp} = \left\{ 1 - \frac{\psi}{25} \cdot 10^{-(t - t_1 + 1)} \right\} \cdot \{ 0,46 + 0,0045 \cdot \psi + 0,12 \log (t - t_1 + 1) \} \quad (4.1)$$

angegeben. Der Temperaturbereich ist mit  $20^\circ \text{C} \leq \psi \leq 65^\circ \text{C}$  eingeschränkt. Man erkennt an Gl. (4.1), daß der Einfluß des Belastungsalters vernachlässigt wurde - eine im Hinblick auf die langen Bauzeiten von solchen Behältern berechnete Vereinfachung. Weiter wird deutlich, daß der Temperatureinfluß nahezu linear eingeschätzt wird, weil der zweite Term der ersten Klammer bei sehr großen Betriebsdauern gegen Null konvergiert. Diese Annahme scheint durchaus vernünftig zu sein. Aus theoretischen Gründen wäre an dieser Stelle zwar eine der Arrhenius-Gleichung äquivalente Beziehung zu erwarten (vergl. [7], S. 17), im Hinblick auf den hier betrachteten relativ kleinen Temperaturbereich dürfte die Approximation des Temperatureinflusses durch eine lineare Temperaturbeziehung jedoch vollkommen ausreichen.

Der zeitliche Ablauf des Kriechens wird nach [40] somit durch eine logarithmische Funktion erfaßt. Diese Annahme wird von verschiedenen Forschern aus grundsätzlichen Erwägungen häufig kritisiert, weil damit die Möglichkeit, ein Endkriechmaß anzugeben, entfällt. Neuere theoretische und experimentelle Untersuchungen von Wittmann [7] haben ergeben, daß das Kriechen von Beton ehestens durch eine Potenzfunktion zu beschreiben ist und somit Endkriechmaße nur im Rahmen einer fest vorgegebenen Betriebsdauer angegeben werden können. Insoweit werden die Annahmen von Gl. (4.1) also bestätigt; darüber hinaus wurde in [7] allerdings auch gezeigt, daß logarithmische Kriechfunktionen die Kriechmaße für Normalbeton nach langen Belastungsdauern allmählich unterschätzen und das Kriechen durch Funktionen der Art

---

<sup>+)</sup>  Dimensionen siehe Seiten 4, 5 und 6.

$$\varepsilon_{sp} \sim t^b \quad (4.2)$$

wesentlich günstiger zu beschreiben ist. Im Abschnitt 4.1.3 wird darauf noch näher eingegangen.

#### 4.1.3. Kriechen von Beton bei Temperaturen > 100 °C

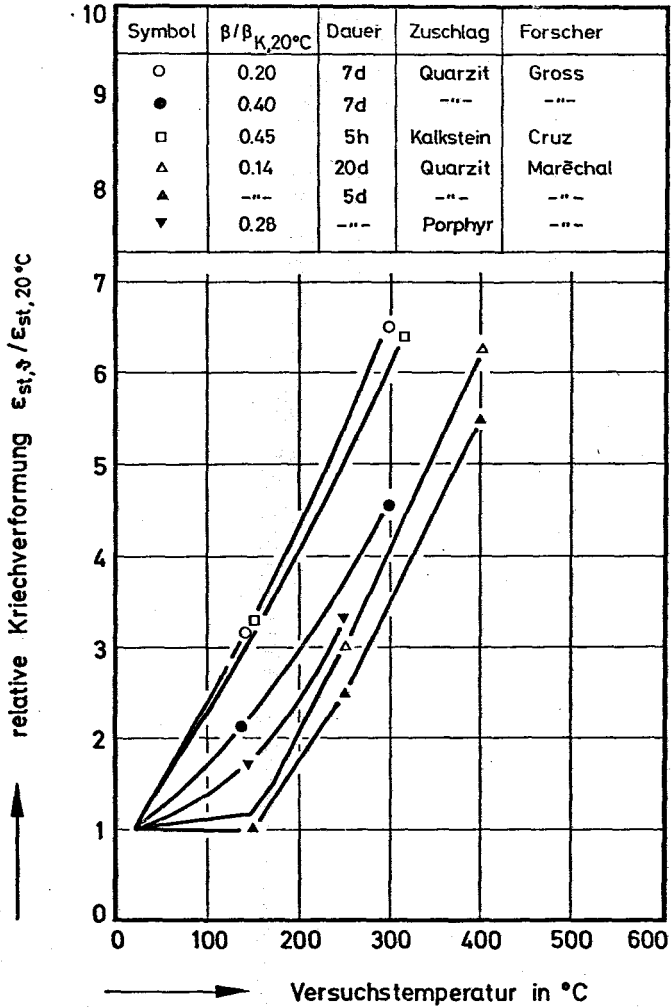
Wie bereits erwähnt, ist das isotherme Kriechen von Beton bei Temperaturen deutlich über 100 °C bisher nur relativ selten untersucht worden. Bei derart hohen Temperaturen wird der Bereich der praktischen Anwendung von Stahlbeton allmählich verlassen, obwohl entsprechend DIN 1045 Beton durchaus bis zu 250 °C angewendet werden darf. Allerdings ist von vornherein klar, daß oberhalb 100 °C das Material beim erstmaligen Erwärmen sukzessive entwässert wird <sup>+)</sup> , woraus sich naturgemäß erhebliche Konsequenzen bezüglich der Festigkeits- und Verformungseigenschaften ergeben. In den folgenden Abschnitten wird darüber berichtet.

Auf Bild 5 sind einige wesentliche Ergebnisse von isothermen Kriechmessungen an unversiegelten Betonproben, die derzeit auf dem Hochtemperaturgebiet vorliegen, zusammengestellt. Angegeben sind bezogene Kriechwerte. Als Bezugswerte dienen die jeweils bei Raumtemperatur an Vergleichskörpern ermittelten Kriechverformungen. Man erkennt daran, daß bei 300 °C Kriechverformungen zu erwarten sind, die ungefähr das Drei- bis Sechsfache der bei Raumtemperatur auftretenden Werte betragen. Der weite Streubereich auf Bild 5, der vor allem auf große Unterschiede in den Versuchsparametern zurückzuführen ist, macht allerdings deutlich, daß diese Meßergebnisse für die Praxis nur grobe Richtwerte liefern können. In einem konkreten Anwendungsfall sind darüber hinaus sicherlich zusätzliche Messungen erforderlich.

Bei der Beurteilung der Meßergebnisse von Bild 5 ist zu beachten, daß - abgesehen von Maréchal's Untersuchungen [41], die mit bei 105 °C vorge-trockneten Proben durchgeführt wurden - bei den übrigen Versuchen jeweils Probekörper mit unterschiedlicher Vorlagerung Verwendung fanden und somit keine einheitlichen Ausgangsfeuchten in den einzelnen Betonen vorgelegen haben dürften. Außerdem waren die Proben unterschiedlich be-

---

<sup>+)</sup>  s. Waubke [33].



**Bild 5:** Relative Kriechverformungen von Normalbeton bei hohen Temperaturen



lastet. Die Temperierung erfolgte mit zum Teil nicht bekannter Aufheizrate, vor der Belastung der Proben bei Versuchstemperatur. Die möglichen Auswirkungen derartiger Unterschiede auf die Versuchsergebnisse sind nicht bekannt. Daß im übrigen alle Versuche an Betonen unterschiedlicher Zusammensetzung durchgeführt wurden, sei in diesem Zusammenhang ebenfalls erwähnt. Auf Bild 5 ist als Hinweis dazu der jeweils verwendete Betonzuschlag angegeben.

Die vorliegenden Ergebnisse aus Kriechuntersuchungen bei Temperaturen  $> 100^{\circ}\text{C}$  sind somit außerordentlich begrenzt, und es bot sich an, diesbezüglich eine ganze Reihe verschiedener Untersuchungen durchzuführen. Insbesondere waren der Einfluß der Vorlagerung, der Betonausnutzung, der anelastischen Rückkriechverformungen und der Belastungsbedingungen in der Aufheizphase zu betrachten. Da über Hochtemperaturuntersuchungen dieser Art an Konstruktionsleichtbetonen in der Literatur bisher kaum berichtet wird, lag es nahe, auch solche Betone mit in das Untersuchungsprogramm einzubeziehen. Im folgenden wird zuerst über die Leichtbetonuntersuchungen berichtet. Daran anschließend werden die an Normalbeton durchgeführten Arbeiten diskutiert.

Die Kriechversuche mit Leichtbeton wurden an einem Konstruktionsbeton mit Blähtonzuschlag durchgeführt. Die Rohdichte des Betons betrug  $1300 \text{ kg/m}^3$ . Die 28-Tage-Festigkeit lag bei  $25 \text{ N/mm}^2$ , wobei Würfel mit 20 cm Kantenlänge geprüft wurden. Alle betontechnologischen Parameter der geprüften Betonserien sind im übrigen im Anhang zu dieser Arbeit zusammengefaßt. Hinsichtlich Aufbau und Durchführung der Versuche wird weiterhin auf die vorliegenden Arbeiten [29, 30 und 31] verwiesen - ein gesonderter Versuchsbericht ist in Vorbereitung.

Für die Beurteilung der Versuchsergebnisse ist es erforderlich, die Ausgangssituation des Materials zu beschreiben. Aufgrund der Schwierigkeiten, bei Temperaturen knapp oberhalb  $100^{\circ}\text{C}$  reproduzierbare Messungen durchzuführen, wurden alle Probekörper vor Versuchsbeginn bei  $105^{\circ}\text{C}$  bis zum Gleichgewicht getrocknet, so daß im wesentlichen einheitliche Verhältnisse vorgelegen haben dürften. Im Anschluß daran wurden die Proben jeweils mit 2 K/min auf die gewünschte Versuchstemperatur gebracht, etwa 3 h bei dieser Temperatur homogenisiert und dann innerhalb weniger Sekunden mit 35 % ihrer Kurzzeitfestigkeit belastet. Anschließend wurden

die Kriechverformungen über einen Zeitraum von rd. 250 h elektronisch gemessen. Die erforderlichen Vergleichsversuche bei 20 °C wurden ebenfalls mit vorgetrockneten Proben und unter den gleichen Versuchsbedingungen durchgeführt. Es kann davon ausgegangen werden, daß während dieser Versuche in dem Labor eine relative Luftfeuchte von 50 bis 60 % vorgelegen hat.

Auf Bild 6 sind die Versuchsergebnisse dargestellt. Erwartungsgemäß traten bei 20 °C nur sehr geringe Kriechverformungen auf, weil die Proben vorgetrocknet waren; nach Weigler [42] wären für diesen Beton unter Normalbedingungen nach 250 h Kriechverformungen von knapp 0,5 % zu erwarten. Dieser Wert wird von den vorliegenden Messungen aufgrund der Vorbehandlung unterschritten. Der Temperatureinfluß tritt bereits bei 160 °C deutlich in Erscheinung. Bei 300 °C haben sich die Kriechwerte gegenüber den normalen Werten bei 20 °C nach Weigler [42] verdoppelt.

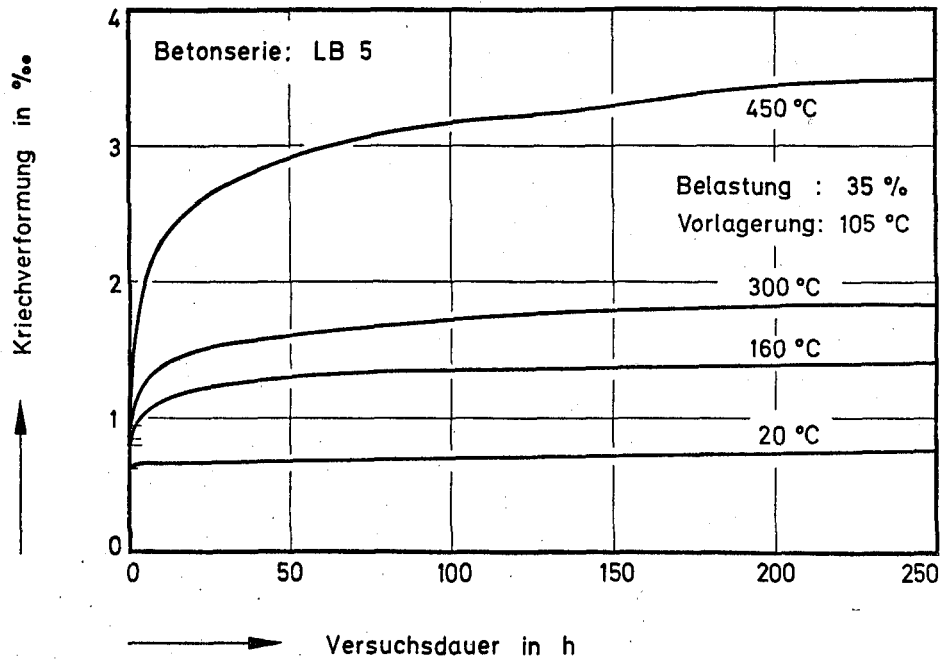
Analytische Beschreibungen des Kriechverlaufs von Beton bei Temperaturen > 100 °C liegen bisher kaum vor. Die häufigste Darstellung solcher Werte geschieht vornehmlich entsprechend der auf Bild 4 angegebenen Art, d. h. man unterstellt, daß sich der Kriechvorgang bei Temperaturen > 20 °C durch eine nicht von der Zeit abhängende Proportionalität zum Kriechen bei Raumtemperatur ausdrücken läßt. Nach Gl. (4.1) ist dies offenbar nicht der Fall, und es bot sich daher an zu versuchen, für den vorliegenden Datensatz entsprechende Kriechfunktionen zu entwickeln. Nach Maréchal [41] läßt sich das Hochtemperaturkriechen von Beton ehemals durch eine logarithmische Beziehung der Form

$$\epsilon = C \cdot \log(t + t_0) \quad (4.3)$$

beschreiben. Eine entsprechende Auftragung der vorliegenden Werte hat allerdings nicht zu dem gewünschten Erfolg geführt. Es wurde deshalb versucht, in Anlehnung an die bei Raumtemperatur üblichen Verfahren möglichst einfache Kriechbeziehungen durch Bestimmung von  $\psi$ -Werten zu gewinnen. Gemäß Gl. (3.2) läßt sich die Gesamtverformung von Beton bei konstanter Belastung  $\bar{\sigma}$  durch

$$\epsilon = \frac{\bar{\sigma}}{E(t, \tau)} (1 + \psi(t, \tau)) \quad (4.4)$$

beschreiben. Mit der Bestimmung von  $\psi(t, \tau)$  wäre das vorliegende Problem somit gelöst.



**Bild 6:** Hochtemperaturkriechen von Konstruktionsleichtbeton

Für die Kriechfunktion  $\varphi$  wurde in diesem Zusammenhang ein Produktansatz gewählt, wofür verschiedene Gründe maßgebend waren: Zunächst sollte sich die gewählte Kriechfunktion an solche Beziehungen anlehnen, die auch bei Raumtemperatur zum Einsatz kommen und sich dort bewährt haben. Es lag deshalb nahe, einen Ansatz gemäß den CEB/FIP-Richtlinien [8] oder Spannbeton-Richtlinien [12] zu wählen. Unser derzeitiges Wissen über das Hochtemperaturkriechen von Beton ist jedoch noch so gering, daß es gegenwärtig nicht möglich ist, für das gesamte interessierende Temperaturgebiet eine Kriechfunktion z. B. entsprechend einem Summenansatz gemäß [12] anzugeben. Vor allem sind unsere Kenntnisse über das anelastische Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen unvollständig, so daß die gesamte Problematik dieses Komplexes gegenwärtig überhaupt nicht zu übersehen ist. Insofern blieb der Produktansatz (affines Kriechen) als einzig sinnvolle Alternative. Eine weitere Vereinfachung ergab sich dadurch, daß im vorliegenden Fall das Belastungsalter  $\tau$  der Proben bei  $> 2$  Jahren lag. Die daran anschließenden Versuchsdauern waren dagegen vergleichsweise kurz, so daß das Betonalter nicht weiter in die Betrachtungen einzubeziehen war. Für die Kriechfunktion wurde somit ein Ansatz der Form

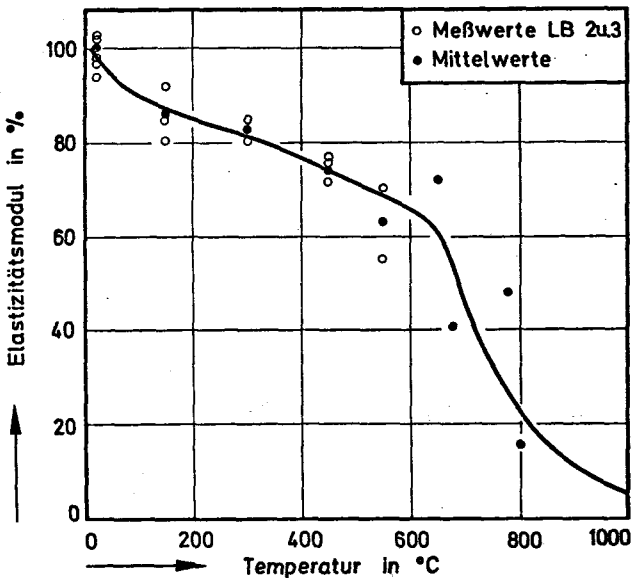
$$\varphi = a \cdot t^b \quad (4.5)$$

gewählt. Die Temperaturabhängigkeit des Elastizitätsmoduls ist dabei gemäß Bild 7 angenommen worden. Als Grundlage dienten hierzu die Meßergebnisse der Versuchsreihen LB1 und LB2 mit Blähtonbetonen (vergl. Anhang).

Der Elastizitätsmodul wurde an zylindrischen Probekörpern ( $\emptyset = 8$  cm,  $l = 30$  cm) in Anlehnung an DIN 1048 bestimmt. Gemessen wurde nach einer vorangegangenen dreimaligen Be- und Entlastung der Sekantenanstieg im  $\sigma$ - $\epsilon$ -Diagramm, ausgehend von Koordinatenursprung bis zum Erreichen von etwa einem Drittel der Betondruckfestigkeit. Bild 7 zeigt, daß die Meßwerte oberhalb  $600$  °C relativ stark streuen, ein Effekt, der vornehmlich auf die bei der Durchführung von solchen Versuchen bestehenden experimentellen Schwierigkeiten zurückzuführen ist. Da im vorliegenden Fall nur Temperaturen bis  $450$  °C betrachtet werden, ist diese Beobachtung zunächst ohne weitere Bedeutung.

Die aufgrund einer Regressionsrechnung ermittelten  $\varphi$ -Funktionen sind auf Bild 8 dargestellt. Der Korrelationskoeffizient lag in allen Fällen oberhalb 0,93, d. h. der angenommene Funktionstyp für  $\varphi$  kann damit als bestätigt angesehen werden. Auf Bild 8 sind neben den eigenen Meßwerten auch Kriechwerte von Weigler [42] angegeben, um einen Vergleichswert bei 20 °C zu bekommen. Die eigenen Messungen bei 20 °C wurden, wie bereits erwähnt, auch an vorgetrockneten Materialproben durchgeführt und sind somit zur Beurteilung des Betonkriechens unter Normalbedingungen nicht sonderlich geeignet. Weigler [42] hat demgegenüber seine Proben teilkonserviert und bei 20 °C und 60 % r.F. gelagert und geprüft.

Aus dem Bild 8 geht hervor, daß der Exponent b in Gl. (4.5) nur sehr wenig von der Temperatur abhängen wird, der wesentliche Temperatureinfluß ist somit in dem Parameter a enthalten. Abweichend von diesen Be-



**Bild 7:** Einfluß der Temperatur auf den Elastizitätsmodul von Konstruktionsleichtbeton mit Blähonzuslag

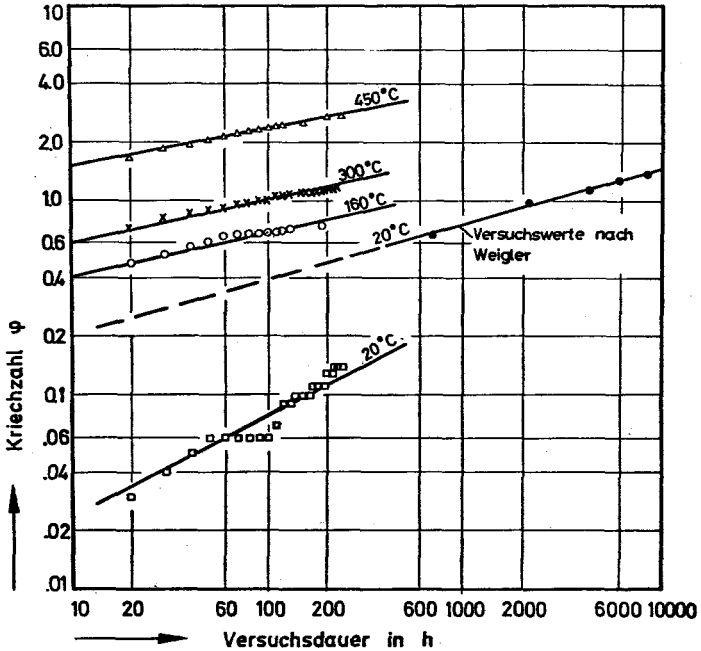


Bild 8: Kriechfunktionen von Konstruktionsleichtbeton bei verschiedenen Temperaturen für eine Belastungsstufe von 35 %

obachtungen ist das Verhalten der vorgetrockneten, bei 20 °C geprüften Betonproben. Es muß davon ausgegangen werden, daß die Probekörper während der Kriechversuche Feuchtigkeit aus ihrer Umgebung aufgenommen haben und somit kein hygrothermischer Gleichgewichtszustand im Material vorgelegen haben dürfte. Aufgrund dieser Feuchteaufnahme hat bei den Versuchen vermutlich überhaupt erst ein Kriechvorgang eingesetzt. Nach Berichten aus der Literatur zeigen bei 105 °C vorgetrocknete Betonproben nur sehr geringe Kriechverformungen, wenn sie im versiegelten Zustand geprüft werden.

Die Parameter a und b der Kriechfunktionen  $\varphi$  sind auf Bild 9 dargestellt. Aus den vorher genannten Gründen sind bei 20 °C wiederum die von Weigler ermittelten Werte mit angegeben. Es ist der Eindruck entstanden, daß Versuchsdauern von 250 h bei 20 °C-Versuchen nicht ausrei-

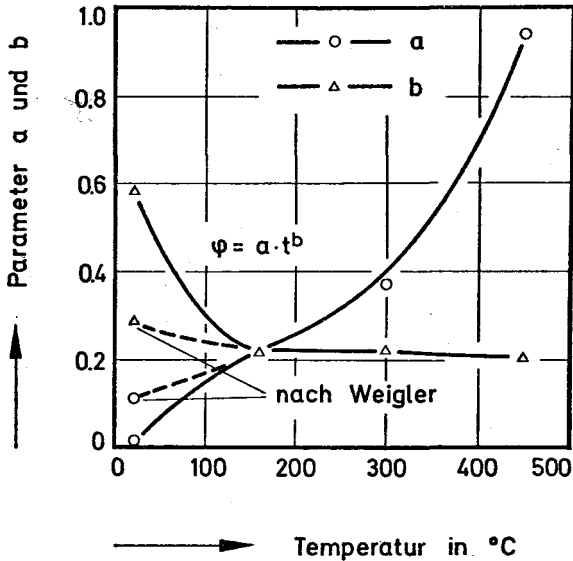


Bild 9: Parameter der Kriechfunktionen für Konstruktionsleichtbeton für eine Belastungsstufe von 35 %

chen, um eine aussagefähige Regression durchführen zu können. Die ermittelten Exponenten für  $b$  von nahezu 0,6 sind viel zu hoch und für Extrapolationszwecke nicht geeignet. Es wurde weiter festgestellt, daß die Temperaturbeziehung für  $a$  durch einfache Exponential- oder Potenzbeziehungen nur relativ grob angenähert werden kann. Bei Berücksichtigung des Weiglerschen Wertes bei  $20^{\circ}\text{C}$  gilt z. B.:

$$a = (\vartheta - 20^{\circ}\text{C})^{1,47} \cdot 10^{-4} + 0,1 \quad (4.6)$$

Dieses steht im Widerspruch zu Angaben aus der Literatur (vergl. [7] und [41]), nach denen die Kriechgeschwindigkeit bei hohen Temperaturen exponentiell ansteigt. An dieser Stelle sei jedoch darauf hingewiesen, daß in den hier diskutierten Temperaturbereichen der Beton aufgrund der zwangsläufig einsetzenden Dehydratationsvorgänge diskontinuierlich an Festigkeit und Elastizität verliert und somit die strukturelle Ausgangssituation deutlichen Veränderungen unterliegt. Da diese Veränderungen in vielfältiger Weise von der Temperatur abhängen, ist kaum anzu-

nehmen, daß die ebenfalls strukturell bedingten Kriechphänomene als einfache Temperaturfunktionen darstellbar sind.

Für die hier untersuchten Betone ergibt sich rechnerisch extrapoliert somit nach  $10^5$  Betriebsstunden bei  $300\text{ }^\circ\text{C}$  ein  $\gamma$ -Wert von 4,7. Wie bereits erwähnt, dürfte bei dieser Temperatur die Anwendungsgrenze des Betons liegen. Darüber hinaus ist zu beachten, daß die vorstehenden Beziehungen lediglich für einen bestimmten Beton, der bei einer einzigen Belastungsstufe geprüft wurde, gelten. Neben einer Temperaturabhängigkeit ist für die Parameter a und b auch eine Beeinflussung durch die Vorlagerung und die Betonausnutzung zu erwarten. Dieses wird im folgenden anhand von Kriechuntersuchungen an Normalbeton überprüft.

Bei den Kriechuntersuchungen an Normalbeton wurde zunächst der Einfluß der Vorlagerung auf das Hochtemperaturkriechen studiert. Zur Verfügung standen unversiegelte Proben aus zwei Betonserien gleicher Zusammensetzung, die etwa 3 Jahre lang bei  $20\text{ }^\circ\text{C}$  und 65 % r.F. gelagert worden waren (s. Anhang: NB14 und NB15). Die Probekörper der Betonserie NB15 wurden jeweils vor den Versuchen bei  $105\text{ }^\circ\text{C}$  bis zur Gewichtskonstanz getrocknet. Die Proben der Serie NB14 lagerten unter Normalklima. Die daran anschließende Versuchsdurchführung war für alle Probekörper einheitlich: Die Proben wurden in die Versuchsapparatur eingebaut und unbelastet mit 2 K/min auf die gewünschte Versuchstemperatur gebracht. Etwa drei Stunden nach Erreichen dieser Temperatur wurde die Belastung aufgebracht. In allen Fällen betrug die Beanspruchung 30 % der Kurzzeitfestigkeit des Betons. Die Belastung wurde etwa 240 h aufrecht erhalten. Im Anschluß daran wurden die Proben entlastet und die anelastischen Rückkriechverformungen beobachtet. Darauf wird später noch eingegangen.

Die für diesen Beton ermittelten Kriechverformungen sind auf Bild 10 und 11 dargestellt. Man erkennt zunächst deutlich den Einfluß der Temperatur auf den Elastizitätsmodul bei Belastung der Proben. Bei  $450\text{ }^\circ\text{C}$  beträgt die elastische Anfangsverformung bereits das Vierfache des bei  $20\text{ }^\circ\text{C}$  ermittelten Wertes. Diese Beobachtung stimmt mit der Erfahrung aus anderen Untersuchungen gut überein. Bild 12 enthält z. B. eine große Anzahl von Meßergebnissen über die Temperaturabhängigkeit des Elastizitätsmoduls von Normalbeton mit quarzitischem Zuschlag. Man erkennt daran, daß der E-Modul des Betons bei  $450\text{ }^\circ\text{C}$  nur noch 25 bis 30 % seines ursprünglichen Wertes bei  $20\text{ }^\circ\text{C}$  beträgt.



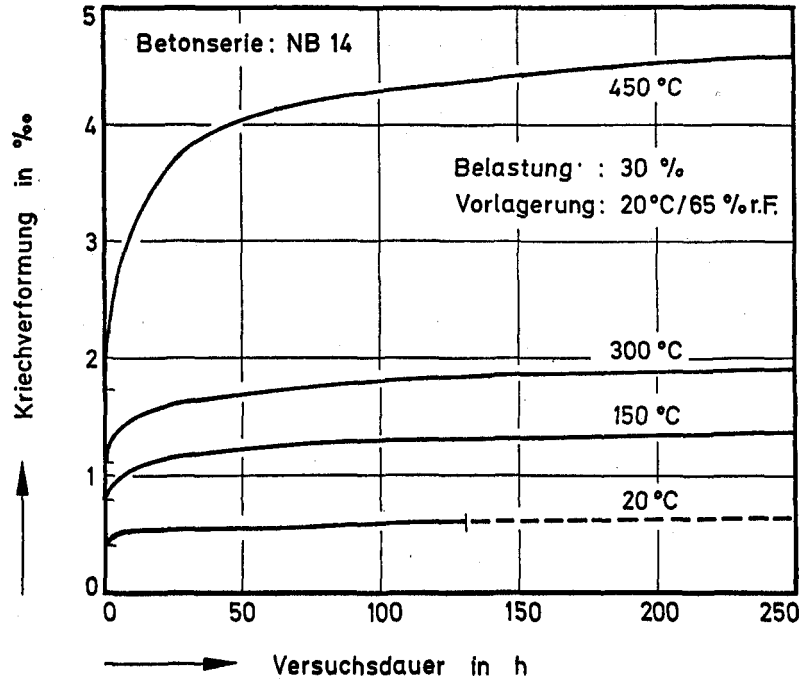


Bild 10: Hochtemperaturkriechen von Normalbeton

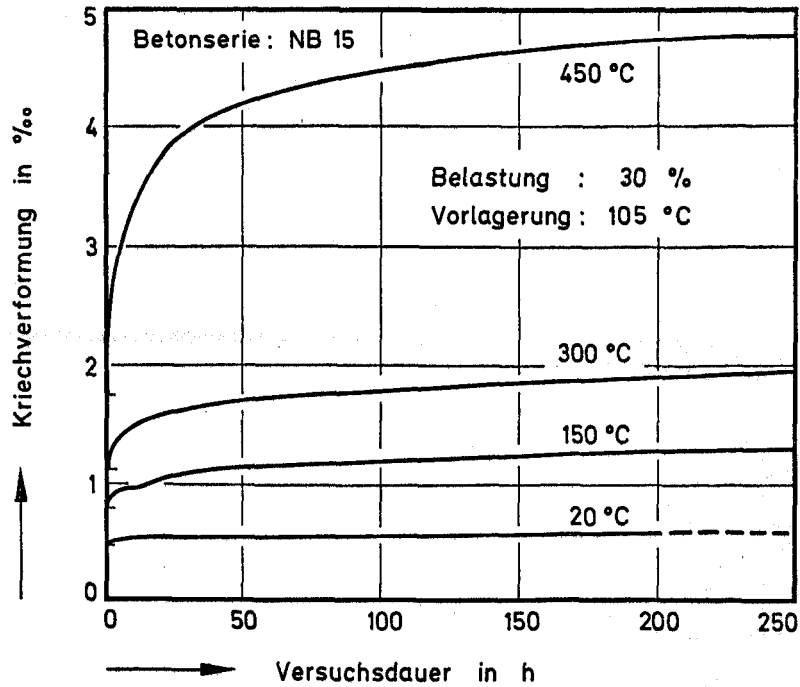


Bild 11: Hochtemperaturkriechen von Normalbeton

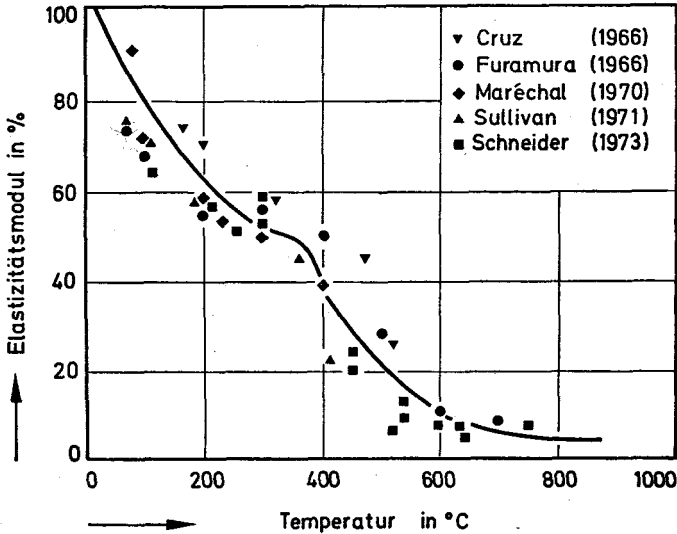


Bild 12: Einfluß der Temperatur auf den statischen Elastizitätsmodul von Normalbeton mit Quarzzuschlag

Die gemessenen Kriechverformungen der beiden Betonserien weisen nur geringe Unterschiede auf. Bei 20 °C und 65 % r.F. gelagerte Proben zeigen bei Versuchstemperaturen von 20 °C und 150 °C geringfügig höheres Kriechen als die bei 100 °C vorgetrockneten Proben. Um 300 °C stellen sich in beiden Fällen etwa gleich große Verformungen ein. Bei 450 °C übertreffen die Kriechverformungen der vorgetrockneten Probe die Verformungen des normal gelagerten Betons. Die Unterschiede sind jedoch gering. Da im vorliegenden Fall jeweils nur ein einziger Versuch durchgeführt wurde, läßt sich aus diesen Darstellungen eine eindeutige Tendenz bezüglich des Einflusses der Vorlagerung auf das Hochtemperaturkriechen nicht ableiten.

Um über das Kriechverhalten dieses Betons dennoch weitere Aufschlüsse zu gewinnen, wurden aus den Meßwerten gemäß Gl. (4.4) und (4.5) die zugehörigen Kriechfunktionen bestimmt. Die Parameter a und b dieser Funktionen sind auf Bild 13 dargestellt. Die Werte des Vorfaktors a erscheinen - ähnlich wie bei den vordem diskutierten Werten für Leichtbeton - vergleichsweise klein. Der Exponent b ist mit etwa 0,4 dagegen zunächst relativ hoch.

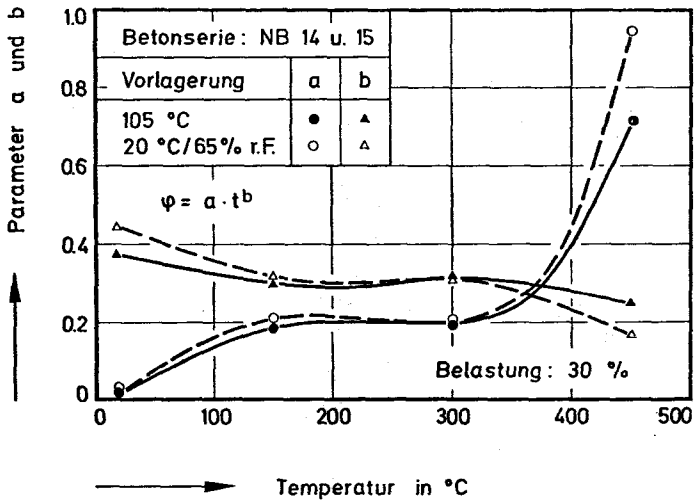


Bild 13: Parameter der Kriechfunktionen für Normalbeton für eine Belastungsstufe

Bei 150 °C bis 300 °C Versuchstemperatur liegt er etwa bei 0,3 und sinkt dann schließlich auf etwa 0,2 ab. Der Exponent b von Normalbeton ist durchschnittlich also größer als für Leichtbeton. Der Vorfaktor a liegt im mittleren Temperaturbereich bei 0,2. Oberhalb 300 °C steigt a jedoch rasch an. Bei 450 °C erreicht er ähnlich wie der vordem diskutierte Leichtbeton Werte um 0,8.

Auf Bild 13 deutet sich an, daß der Exponent b möglicherweise eher von der Vorlagerung des Betons abhängt als der Vorfaktor a. Die Unterschiede in den Kriechverformungen sind jedoch zu gering, um darüber endgültige Aussagen machen zu können. Zur Klärung dieser Frage wäre es erforderlich, Kriechuntersuchungen an Betonen mit sehr unterschiedlichen Porenstrukturen und Feuchtegehalten durchzuführen. Bei den hier diskutierten Versuchen war die Porenstruktur der geprüften Betone gleichartig ausgebildet. Es läßt sich aus den Ergebnissen allerdings ableiten, daß sich ein vergleichsweise alter Beton mit geringer Restfeuchte - die Gleichgewichtsfeuchte der Serien NB14 und NB15 lag laut Anhang jeweils bei nur 1,4 Gewichtsprozent - im Hochtemperaturkriechversuch ähnlich verhält wie ein bei 105 °C vorgetrockneter Beton.

Die Frage des Belastungseinflusses auf die Kriechverformungen war ein weiterer Gesichtspunkt in den durchgeführten Untersuchungen. Erst kürzlich hat Alda [39] darauf hingewiesen, daß beim Betonkriechen die allgemein akzeptierte Spannungsproportionalität selbst bei Raumtemperaturen nur näherungsweise erfüllt ist, und es gibt keinen Grund für die Annahme, daß dieses im Hochtemperaturgebiet sehr viel anders ist. Im Gegenteil, aufgrund der vielfältigen und komplexen Veränderungen in der Betonstruktur infolge thermischer Einwirkungen ist bei erhöhten Temperaturen vermutlich immer von einer gewissen Nichtlinearität auszugehen. Unter Zugrundelegung der durch Gl. (4.4) und (4.5) definierten Kriechfunktionen bedeutet dies, daß sich die Parameter  $a$  und  $b$  mit der Höhe der jeweiligen Belastung bzw. Spannungsausnutzung des Betons bei sonst unveränderten Versuchsbedingungen verändern, wobei zunächst ungeklärt ist, welcher von den beiden Parametern diesem Einfluß unterliegt. Möglicherweise sind beide daran gleichermaßen beteiligt.

Um diese Frage zu klären, wurden zusätzliche Kriechversuche, in denen die Proben mit nur 15 % ihrer Kurzzeitfestigkeit belastet waren, durchgeführt. Dazu wurden Probekörper aus der Betonserie NB14 verwendet, so daß ein Vergleich mit den vordem beschriebenen Versuchsergebnissen möglich war. Die Versuche wurden wie bereits beschrieben durchgeführt und ausgewertet. Bild 14 zeigt die Parameter  $a$  und  $b$  der gemäß Gl. (4.5) bestimmten Kriechfunktionen. Der Vorfaktor  $a$  zeigt eine Spannungsabhängigkeit im gesamten Temperaturbereich. Danach sind um 150 °C bei niedriger Ausnutzung des Betons vergleichsweise höhere Kriechverformungen zu erwarten. Bei 300 °C kann nach diesen Ergebnissen etwa von einer Spannungsproportionalität ausgegangen werden, und bei 450 °C steigen die Kriechverformungen mit zunehmender Spannung überproportional an. Letzteres ist möglicherweise durch den Festigkeitsverlust des Betons bedingt. Es ist nämlich zu berücksichtigen, daß sich die hier angegebenen Belastungsstufen immer auf die Ausgangsfestigkeit des Betons bei 20 °C beziehen. Ändern sich die Festigkeitswerte infolge der Temperaturbeanspruchung, so ist die 'effektive' Spannungsausnutzung im Material unter Umständen höher als angegeben. In Tabelle 1 sind zu Vergleichszwecken die nach Beendigung der Kriechversuche ermittelten Festigkeitswerte für die Betonserien NB14 und VR15 angegeben. Die Festigkeitsprüfungen wurden nach Abkühlung der Proben, d. h. bei Raumtemperatur, durchgeführt.

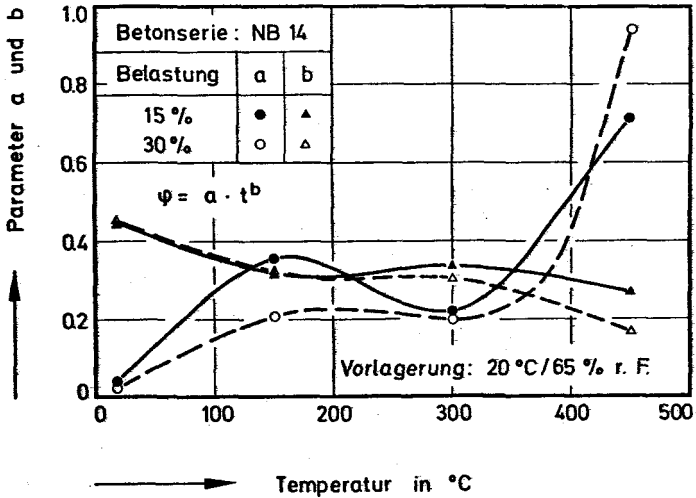


Bild 14: Parameter der Kriechfunktionen für Normalbeton für zwei Belastungsstufen

Tabelle 1

Einaxiale Restdruckfestigkeit der Betonproben bei 20 °C nach den Kriechversuchen

Versuchstemperatur	NB14: 20/65 Lagerung		NB15: 105°C Trockn.
	15 % Belastung	30 % Belastung	30 % Belastung
$\vartheta$ [°C]	$\sigma_B$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_B$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_B$ [N/mm <sup>2</sup> ]
20	40,6	40,6	40,6
150	39,9	47,4	39,6
300	38,8	35,8	33,2
450	19,6	23,5	18,2

Aus der Tabelle 1 geht hervor, daß die Restdruckfestigkeit der mit 30 % belasteten Probe aus der Serie NB14 besonders hoch ist. Dieses mag ein Grund dafür sein, daß der Parameter a gemäß Bild 14 vergleichsweise klein ausfällt.

Der Exponent  $b$  ist nach Bild 14 zunächst unabhängig von der Belastungshöhe. Es zeichnet sich oberhalb  $300\text{ }^{\circ}\text{C}$  die Tendenz ab, daß  $b$  mit steigender Ausnutzung etwas kleiner wird. Die absoluten Änderungen von  $b$  sind jedoch gering und treten erst bei  $450\text{ }^{\circ}\text{C}$  deutlich in Erscheinung.

Neben den Einflüssen Vorlagerung und Belastung wurden bei allen Kriechuntersuchungen auch die anelastischen Verformungen des Betons verfolgt. Ziel dieses Versuchsteils war die Klärung der Frage, ob bzw. inwieweit das Superpositionsprinzip im Hochtemperaturgebiet Anwendung finden kann. Die Betonproben wurden nach rd. 240 Stunden somit bis auf eine geringe, experimentell erforderliche Unterspannung von  $0,05\text{ N/mm}^2$  entlastet und über einen Zeitraum von 25 Stunden (Leichtbeton) bzw. 70 Stunden (Normalbeton) weiterhin beobachtet. Gemessen wurden die spontanelastischen und die anelastischen Verformungen.

Auf Bild 15 sind die bei Leichtbeton ermittelten anelastischen Verformungen dargestellt. Da in der Literatur keine Hinweise über das anelastische Verhalten von Beton bei sehr hohen Temperaturen zu finden waren, können die vorliegenden Ergebnisse zunächst als ein Beweis für das Auftreten derartiger Phänomene im Hochtemperaturgebiet schlechthin angesehen werden. Weiterhin wird deutlich, daß die anelastischen Verformungen nach diesen Versuchen bereits nach einer Versuchsdauer von 25 h etwa 10 % der nach 240 h gemessenen Kriechverformungen betragen (vergl. Bild 6 und 15) betragen, wobei zu beachten ist, daß der zeitliche Vorgang vergleichsweise rasch abläuft; d. h. in den ersten Versuchsstunden nach der Entlastung treten - übrigens in Übereinstimmung mit den Erfahrungen bei Raumtemperatur - relativ hohe Verformungsgeschwindigkeiten auf.

Eine Auswertung der Meßergebnisse im Hinblick auf die Anwendung des Superpositionsprinzips und die in der Praxis zu erwartenden  $\varphi_{ev}$ -Werte der anelastischen Verformungen ist in Tabelle 2 vorgenommen. Den Meß- und Rechenergebnissen liegen die auf den Bildern 6, 7, 9 und 15 angegebenen Werte zugrunde. Die Rechengrundlagen werden als bekannt vorausgesetzt. Aus den Spalten 5 und 8 geht eindeutig hervor, daß eine Anwendung des Superpositionsprinzips im Hochtemperaturbereich nicht gegeben ist. Die gemessenen Werte für  $\varphi_{ev}$  sind deutlich kleiner als die durch Überlagerung der Kriechfunktionen ermittelten  $\varphi_{ev}$ -Werte, so daß man einen Ent-

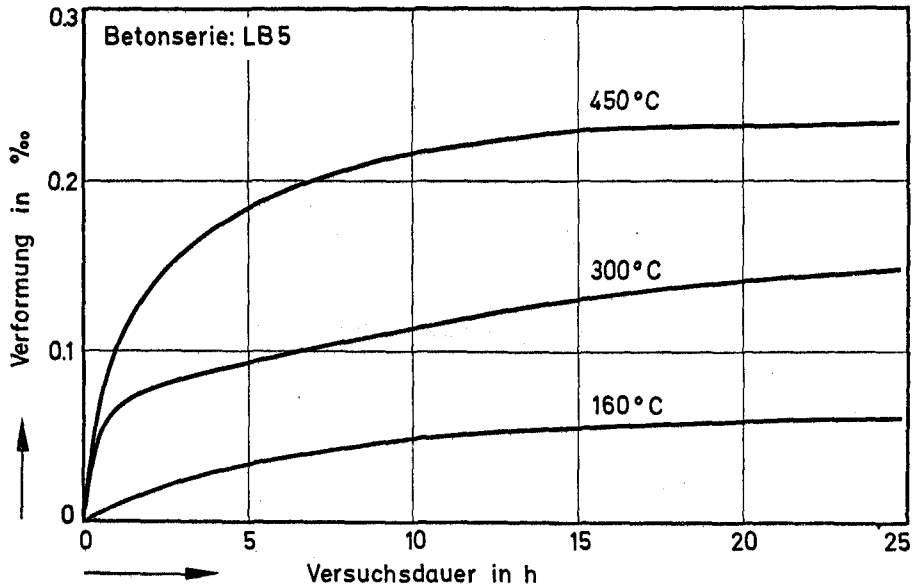


Bild 15: Anelastische Verformungen eines Konstruktionsleichtbetons bei hohen Temperaturen (Kriechlast 35 %)



Tabelle 2

Überprüfung des Superpositionsprinzips beim isothermen Hochtemperaturkriechen von Konstruktionsleichtbeton (LB5,  $p = 35 \%$ )

Meßwerte				Rechenwerte			
Temperatur [°C]	$\epsilon_{el}$ [%]	$\epsilon_{ev}^{+)}$ [%]	$\epsilon_{ev}^{++)}$ [%]	$\varphi_{ev,gem}$ [1]	$\varphi_{265h}$ [1]	$\varphi_{25h}$ [1]	$\varphi_{ev,ger}$ [1]
160	0,801	0,061	0,076	0,095	0,853	0,508	0,345
300	0,850	0,149	0,172	0,202	1,263	0,751	0,512
450	0,942	0,236	0,299	0,317	2,869	1,789	1,080

+) Anelastische Verformungen des Leichtbetons nach 25 h gemäß Bild 15.

++) Anelastische Verformungen unter rechnerischer Berücksichtigung der Kriechverformungen zwischen 240 und 265 h.

lastungsvorgang im Hochtemperaturgebiet auf diese Weise sicherlich nicht realistisch beschreiben kann. Ein Vergleich der hier gemessenen  $\varphi_{ev}$ -Werte mit solchen Werten, die bei Raumtemperatur ermittelt wurden, zeigt, daß bei höheren Temperaturen vergleichsweise kleine  $\varphi_{ev}$ -Werte zu erwarten sind.

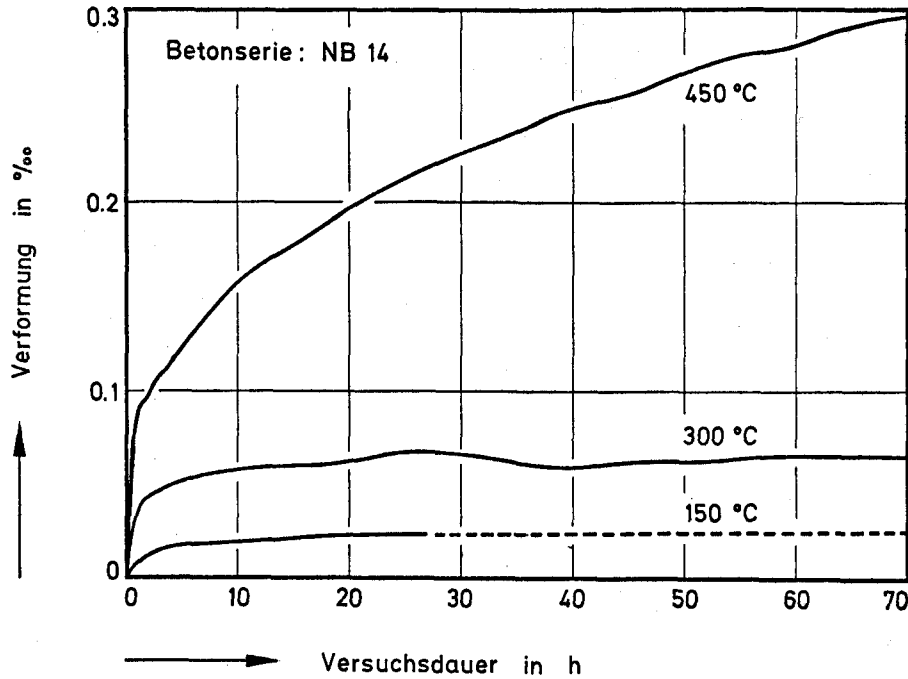
In [12] wird als Maximalwert der verzögerten Elastizität  $\varphi_{ev} = 0,4$  angenommen. Alda [39] gibt dagegen in Abhängigkeit vom Betonalter die Werte  $\varphi_{ev}(28) = 0,5$  und  $\varphi_{ev}(\infty) = 0,2$  an, d. h. bei hohem Betonalter verringern sich die  $\varphi_{ev}$ -Werte zusehends. Die hier ermittelten Werte bei hohen Temperaturen liegen somit tendenzmäßig an der unteren Grenze der bei Raumtemperatur bekannten Werte.

Interessant ist in diesem Zusammenhang auch die Beobachtung, daß die elastischen Verformungen bei der Entlastung, also nach dem 240-stündigen Temperaturkriechen, geringer waren als bei Versuchsbeginn. Der Elastizitätsmodul hatte bei 450 °C danach um etwa 30 % zugenommen. Bei 300 °C war eine Zunahme um rd. 20 % zu beobachten. Im 160 °C-Versuch lagen die spontanelastischen Rückverformungen dagegen in der Größenordnung der Verformungen bei der Belastung. Für genauere Aussagen reichen die vorliegenden Ergebnisse nicht aus. In diesem Zusammenhang sind weiterführende Versuche erforderlich.

Die für Normalbeton ermittelten anelastischen Verformungen sind auf den Bildern 16 und 17 dargestellt. In mehreren Fällen sind die Meßwerte auf 70 Stunden Versuchsdauer extrapoliert worden, weil die Verformungsmessungen aus experimentellen Gründen vorzeitig ausgesetzt werden mußten. Trotz dieser Schwierigkeiten zeigen die beiden Bilder einige charakteristische Eigenschaften, auf die hier eingegangen wird: Zunächst geht aus den Verformungsmessungen hervor, daß bis zu Versuchstemperaturen von 300 °C die anelastischen Verformungen vergleichsweise rasch einem Endwert zustreben, wohingegen bei 450 °C auch nach 70 Stunden Versuchsdauer noch eine deutliche Zunahme in den Verformungen zu beobachten ist. Weiterhin zeigt sich, in Übereinstimmung mit theoretischen Überlegungen, daß die im Kriechversuch höher belasteten Proben nach der Entlastung die größeren Rückkriechverformungen aufweisen. Für die Proben der Versuchsreihe NB14 (20/65-Lagerung) wurden durchweg geringere anelastische Verformungen ermittelt als für die Proben der Reihe NB15 (105 °C-Trocknung). Da in der Literatur keine vergleichbaren Meßwerte gefunden wurden, bleibt abzuwarten, ob die hier aufgezeigten Einflüsse in anderen Versuchsreihen bestätigt werden. Weiterführende Untersuchungen sind auch hier erforderlich.

Wie beim Leichtbeton wurde auch in diesem Fall die Anwendbarkeit des Superpositionsprinzips überprüft, d. h. die rechnerisch ermittelten  $\varphi_{ev}$ -Werte wurden mit den vorliegenden Meßwerten verglichen. Die Ergebnisse dieses Vergleichs sind auf Tabelle 3 zusammengefaßt (s. Seite 52).

Ähnlich wie bei den vordem diskutierten Leichtbetonwerten zeigt sich auch hier, daß die gemessenen  $\varphi_{ev}$ -Werte weit unter den aufgrund des Superpositionsprinzips zu erwartenden Werten liegen. Daraus kann geschlossen werden, daß eine Superposition von Kriechkurven im Hochtemperaturgebiet nicht zulässig ist, sofern eine wirklichkeitsnahe Beschreibung des Betonverhaltens beabsichtigt ist. Die nach 70 Stunden Versuchsdauer gemessenen  $\varphi_{ev}$ -Werte liegen bei 150 °C Versuchstemperatur um 0,2. Sie steigen mit der Temperatur an und erreichen bei 450 °C Werte um 0,5. Die Werte liegen also noch durchaus in dem Bereich, wie sie aus Versuchen bei Raumtemperatur bekannt sind.



**Bild 16:** Anelastische Verformungen von Normalbeton bei hohen Temperaturen  
(Kriechlast 15 ‰)

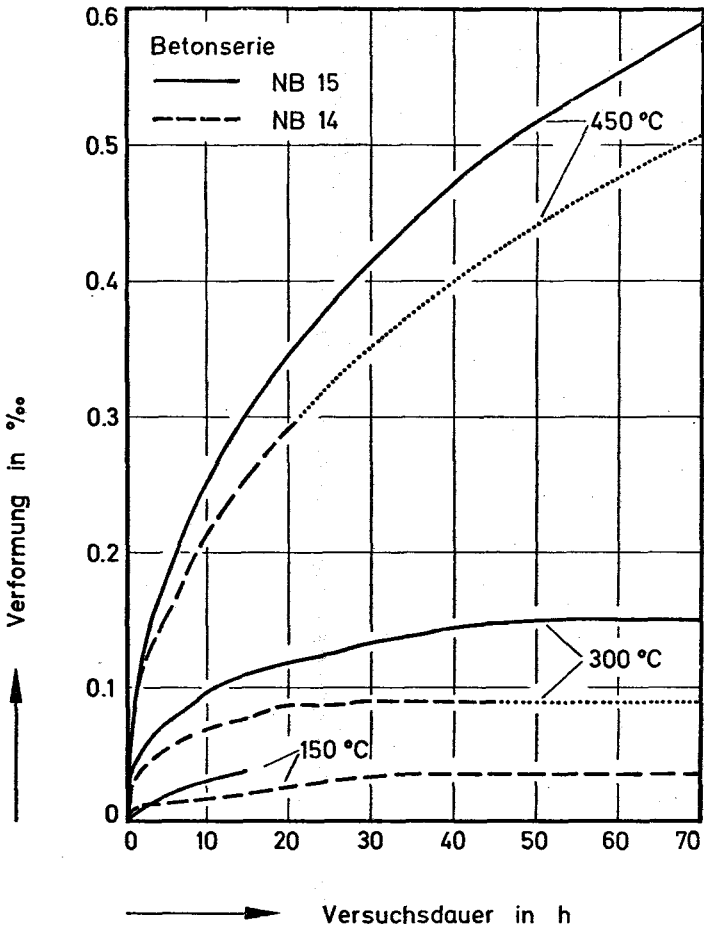


Bild 17: Anelastische Verformungen von Normalbeton bei hohen Temperaturen (Kriechlast 30 %)

Tabelle 3

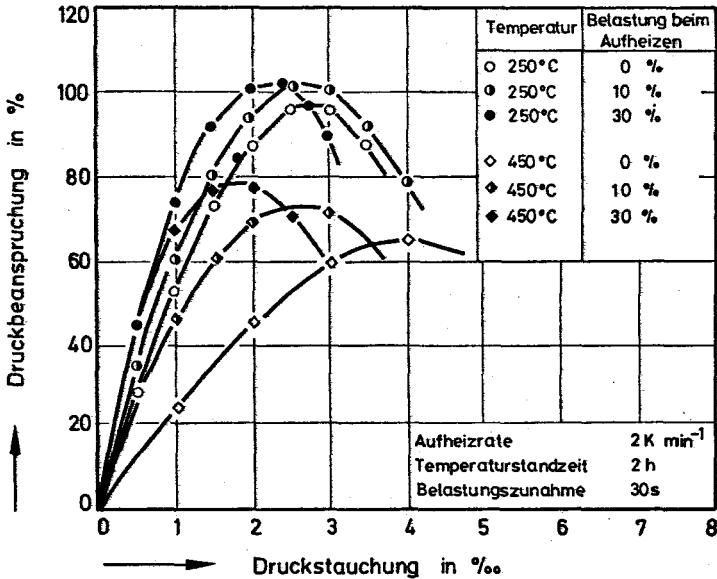
Überprüfung des Superpositionsprinzips beim isothermen Hochtemperaturkriechen von Normalbeton (NB14 und NB15)

Meßwerte					Rechenwerte		
Temperatur [°C]	$\epsilon_{el}$ [%]	$\epsilon_{ev}^{+)}$ [%]	$\epsilon_{ev}^{++)}$ [%]	$\psi_{ev,gem}$ [1]	$\psi_{310h}$ [1]	$\psi_{70h}$ [1]	$\psi_{ev,ger}$ [1]
20/65 Lagerung, Kriechlast 15 %							
150	0,395	0,023	0,093	0,235	2,232	1,388	0,844
300	0,559	0,077	0,149	0,267	1,543	0,933	0,610
450	0,868	0,303	0,497	0,573	3,360	2,248	1,112
20/65 Lagerung, Kriechlast 30 %							
150	0,790	0,037	0,119	0,151	1,314	0,815	0,499
300	1,118	0,092	0,195	0,174	1,202	0,758	0,444
450	1,736	0,523	0,709	0,408	2,509	1,948	0,561
105 °C-Trocknung, Kriechlast 30 %							
150	0,790	-	-	-	1,063	0,678	0,385
300	1,118	0,150	0,258	0,231	1,249	0,782	0,467
450	1,736	0,607	0,913	0,526	2,895	2,013	0,882

+) Anelastische Verformungen des Normalbetons nach 70 h gemäß Bild 16 und 17.

++) Anelastische Verformungen unter rechnerischer Berücksichtigung der Kriechverformungen zwischen 240 und 310 h.

Bezüglich der spontanelastischen Verformungen wurde festgestellt, daß sich der Elastizitätsmodul des Betons während der Kriechversuche verändert. Gegenüber den bei der Belastung gemessenen Werten wurde in allen Fällen eine Erhöhung des Elastizitätsmoduls beobachtet. Die Erhöhung war beträchtlich. Bei 150 °C wurde bei der Entlastung beispielsweise eine mittlere Erhöhung des E-Moduls auf das 1,4-fache des bei der Belastung gemessenen Wertes festgestellt. Bei 300 °C stieg der E-Modul im Mittel etwa auf das 2,1-fache und bei 450 °C auf das 3,5-fache seines ursprünglichen Hochtemperaturwertes. Das heißt, der größte Teil der in Bild 12 eingezeichneten, thermisch bedingten Veränderungen des E-Moduls wird infolge des Hochtemperaturkriechens u. U. wieder kompensiert. Man



**Bild 18:** Materialverfestigung von Normalbeton infolge einer Belastung während der Aufheizung (Betonserie: NBO1 und NBO2)

kann sich das nur so erklären, daß der Beton im Kriechversuche eine gewisse Verfestigung erfährt, die sich z. B. auch in einem vergleichsweise hohen Elastizitätsmodul zeigt.

Vergleichbare Effekte wurden übrigens schon in einem anderen Zusammenhang beobachtet. Bild 18 zeigt beispielsweise  $\sigma$ - $\epsilon$ -Beziehungen eines Normalbetons bei zwei Versuchstemperaturen. Es sind Versuchswerte von unbelastet aufgeheizten Betonproben solchen Werten gegenübergestellt, die an Proben gewonnen wurden, die während der Aufheizung belastet waren. Man erkennt nun, daß die unter Belastung aufgeheizten Proben höhere Festigkeiten und Elastizitätsmoduln aufweisen als die unbelastet aufgeheizten und geprüften Proben. Offenbar hat die Vorbelastung zu einer Verfestigung des Materials geführt, die bei Temperaturen oberhalb 250 °C bereits deutlich sichtbar wird. Bei Leichtbetonen sind übrigens

die gleichen Effekte - wenn auch weniger deutlich ausgeprägt - beobachtet worden (vergl. [30], S. B3-69). Die in den Kriechversuchen beobachtete Zunahme des Elastizitätsmoduls ist daher verständlich.

Es sei in diesem Zusammenhang noch folgende kritische Anmerkung erlaubt: Die vorstehend aufgezeigten Abhängigkeiten haben deutlich gemacht, daß das isotherme Kriechen von Betonen bei erhöhten Temperaturen nur dann mit ausreichender Genauigkeit vorhersagbar ist, wenn

- a) die Temperaturabhängigkeit des Elastizitätsmoduls,
- b) die Temperaturabhängigkeit der  $\varphi$ -Funktion,
- c) die Nichtlinearität der  $\varphi$ -Funktion und
- d) die analastischen Verformungen

hinreichend bekannt sind. Für baupraktische Belange sind somit Untersuchungen mit wenigstens 2 Laststufen und mindestens 3 Temperaturstufen vorzusehen.

Darüber hinaus ist eine hinreichend dichte Belegung der E- $\dot{\epsilon}$ -Beziehung erforderlich. Bei Kriechversuchen sollten in der Regel Versuchsdauern von > 300 h angestrebt werden. Versuche unter 10 h scheinen aufgrund der erwähnten thermisch bedingten Materialverfestigung zu Extrapolationszwecken praktisch nicht verwertbar zu sein. Man sollte sich bemühen, die grundsätzlichen Schwierigkeiten, die bei der Messung des Hochtemperaturkriechens auftreten, nicht zusätzlich durch undefinierte Materialsituationen zu belasten. Der im folgenden Abschnitt vorgeschlagene Weg, für bestimmte Materialsituationen den Begriff des Übergangskriechens einzuführen, ist somit auch als ein Hilfsmittel zur besseren Trennung der im Temperaturfall u. U. sehr unterschiedlich ablaufenden Verformungsvorgänge im Material zu verstehen.

Zum Abschluß dieses Abschnitts wird noch ein Problem behandelt, welches mit den in der Praxis vorliegenden Gegebenheiten und der derzeit geübten Versuchstechnik beim Hochtemperaturkriechen zusammenhängt. Gleichzeitig soll damit eine Überleitung zum Abschnitt 4.2 über das Kriechen bei instationären Temperaturen gegeben werden. Hochtemperaturkriechversuche wurden wie vordem beschrieben i. a. in der Weise durchgeführt, daß man die Proben auf die gewünschte Versuchstemperatur erwärmt, sie anschließend belastet und dann die Kriechverformungen mißt (Einstufenversuch). In der Praxis liegen die Verhältnisse jedoch durchweg anders:

Man kann davon ausgehen, daß die Betonbauteile im Normalfall bereits vor Erreichen ihrer Betriebstemperaturen belastet sind und höchstens zusätzlich Lasten aufnehmen müssen, z. B. infolge von Zwangskräften, die bei der Aufheizung des Bauwerks entstehen. Es ist also von grundsätzlichem Interesse festzustellen, ob das Betonkriechen nach dem Einstufenversuch zu den gleichen Verformungen führt wie in einem modifizierten Kriechversuch, bei dem der Beton schon während der Aufheizphase belastet ist. Die letztgenannte Versuchsart bewirkt im Prinzip eine Umkehrung des auf Bild 1 angegebenen Verformungsablaufs, d. h. einem instationären Kriechvorgang wird ein stationärer Kriechvorgang nachgeschaltet.

Auf Bild 19 sind Ergebnisse aus solchen Kriechuntersuchungen dargestellt. Die Leichtbetonproben wurden bei Versuchsbeginn mit 35 % ihrer Kurzzeitfestigkeit belastet, mit 2 K/min auf die gewünschte Versuchstemperatur erwärmt und im Anschluß daran 240 Stunden geprüft. Das Bild macht deutlich, daß bereits während der Aufheizung (schraffierter Bereich) erhebliche Kriechgeschwindigkeiten auftreten, so daß nach kürzester Zeit vergleichsweise große Kriechverformungen zu beobachten sind. Erst nach Erreichen des stationären Bereichs tritt eine gewisse "Beruhigung" ein, d. h. die Kriechgeschwindigkeiten nehmen wieder deutlich kleinere Werte an als während der Aufheizperiode. Dieses ist eine ganz wesentliche Beobachtung. Sie hat im Endeffekt mit zu der hier vertretenen Auffassung geführt, daß es zweckmäßig ist, zwischen unter stationären Temperaturen ablaufenden und unter instationären Temperaturen ablaufenden Kriechvorgängen zu unterscheiden. Letzteres wird als Übergangskriechen bezeichnet. Im Abschnitt 4.2 wird darüber ausführlich diskutiert.

Vergleicht man die auf Bild 19 angegebene Summe aus stationären und instationären Kriechverformungen mit den Kriechverformungen des Bildes 6, so stellt man fest, daß bei allen Versuchstemperaturen die Kriechwerte aus dem rein stationären Kriechversuch unter den Werten aus dem modifizierten Kriechversuch liegen. Ähnliche Beobachtungen wurden bei der Untersuchung von Normalbeton gemacht. Bild 20 zeigt Kriechkurven für einen Normalbeton, der während der Aufheizung mit 30 % seiner Kurzzeitfestigkeit belastet war. Die Verformungen sind vergleichbar mit solchen Werten, wie sie auf Bild 10 dargestellt sind. Es muß darauf



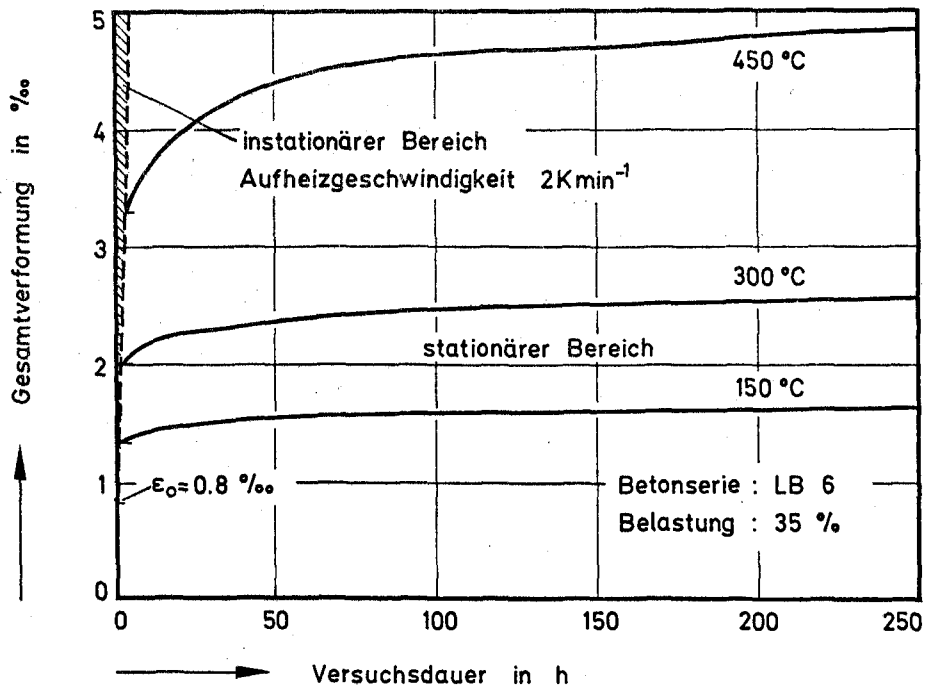


Bild 19: Übergangskriechen und stationäres Kriechen von Konstruktionsleichtbeton bei hohen Temperaturen

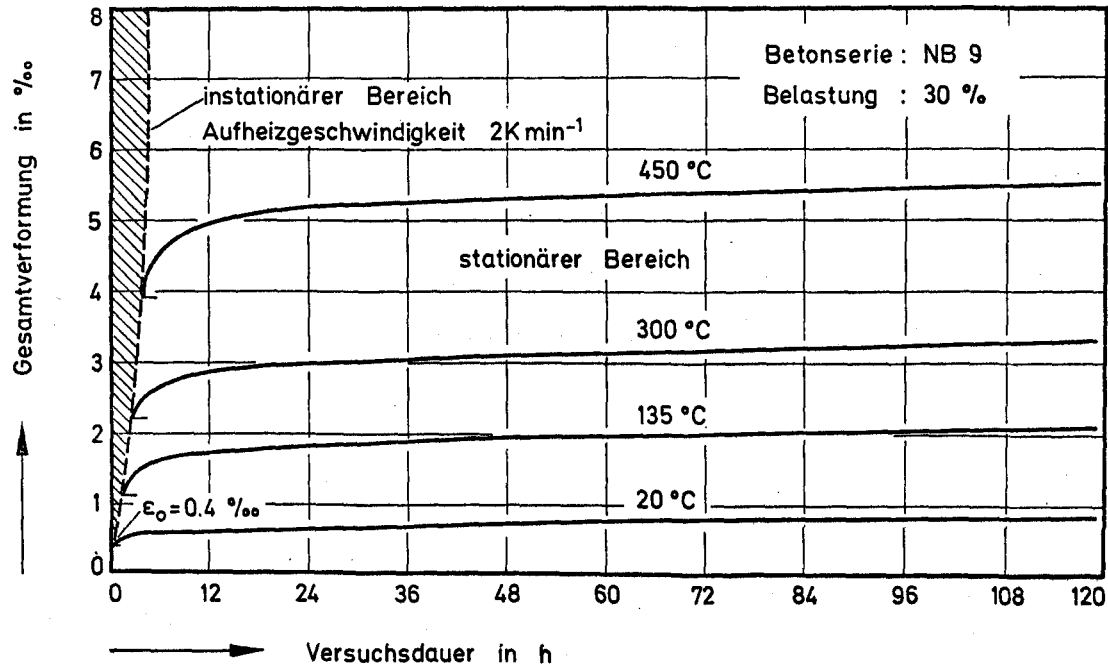


Bild 20: Übergangskriechen und stationäres Kriechen von Normalbeton bei hohen Temperaturen

hingewiesen werden, daß die Betonserien NB9 und NB14 nach dem gleichen Rezept und unter vergleichbaren Bedingungen hergestellt und gelagert wurden (s. Anhang). Der Vergleich bestätigt den beschriebenen Effekt, d. h. infolge des Übergangskriechens sind die Kriechverformungen im modifizierten Kriechversuch insgesamt größer als bei einem stationären Kriechversuch. Für die Praxis bedeutet dies, daß die Vorhersage von Kriechverformungen bei thermisch beanspruchten Bauwerken nur dann zuverlässig sein kann, wenn die entsprechenden Kriechuntersuchungen auf die bauwerksspezifischen Verhältnisse abgestimmt sind. Dazu gehört die Einhaltung der thermischen und hygrothermischen Randbedingungen ebenso wie die Reihenfolge der aufzubringenden Lasten.

#### 4.2. Kriechen bei instationären Temperaturen

##### 4.2.1. Voraussetzungen

Im Abschnitt 3 wurde deutlich gemacht, daß es unter gewissen thermischen Randbedingungen zweckmäßig ist, die Materialsituation danach zu beurteilen, ob jeweils thermisches Gleichgewicht vorliegt oder nicht. Die zeitliche Änderung der Temperatur in der Umgebung bzw. innerhalb des zu betrachtenden Materials erlangt für die Beschreibung der Materialeigenschaften entscheidende Bedeutung. Weiterhin wurde gezeigt, daß es bei veränderlichen, ansteigenden Temperaturen im allgemeinen genügt, die lastabhängige Gesamtverformung des Materials aus zwei Anteilen zu bilden (vergl. Gl. (3.20)), wobei nur zwischen elastischen und nichtelastischen Verformungen unterschieden werden muß.

Die in Abschnitt 3 angegebenen Gleichungen sollen im folgenden einer genaueren Analyse unterzogen werden. Vor allem soll die Zweckmäßigkeit und Anwendbarkeit der neuen theoretischen Beziehungen überprüft werden. Einen besonderen Gesichtspunkt werden dabei die experimentellen Möglichkeiten zur Verifizierung der vorgeschlagenen Materialgleichungen bilden.

##### 4.2.2. Elastische Eigenschaften von Beton bei hohen Temperaturen

Es bereitet offenbar keine Schwierigkeiten, entsprechend Gl. (3.21) den elastischen Verformungsanteil unter hoher Temperatur für verschiedene Materialien zu bestimmen. Ausreichende Versuchserfahrungen und Vor-

schriften bei Raumtemperatur liegen vor, so daß es hier lediglich darum gehen kann, möglichst reproduzierbare Werte in Abhängigkeit von der Temperatur zu gewinnen. Auf den Bildern 7 und 12 sind solche Werte für verschiedene Betone bereits dargestellt. Die hier gewählte Definition für den Elastizitätsmodul ist auf S. 35 angegeben. Man sieht, daß bezüglich der Reproduzierbarkeit eine besonders gute Übereinstimmung nicht erreicht wurde. Allerdings ist dies ein Mangel, der nicht unbedingt nur bei hohen Temperaturen auftritt. Es ist bekannt, daß die materialspezifischen Streuungen der Elastizitätsmoduln von Beton bereits bei Raumtemperatur größenordnungsmäßig zwischen 10 und 20 % liegen können, so daß die gezeigten Ergebnisse tatsächlich nicht sonderlich verwundern.

Da im folgenden bezüglich des Elastizitätsmoduls von Beton des öfteren auf die angegebenen Messungen Bezug genommen wird, sind auf den Bildern 21 und 22 einige repräsentative Materialbeziehungen für die hier diskutierten Betone analytisch angegeben. Eine Verwechslung dieser Daten ist somit zukünftig ausgeschlossen. Sofern im Verlauf der vorliegenden Untersuchungen auf andere Elastizitätsbeziehungen zurückgegriffen wurde, ist dies in den entsprechenden Abschnitten ausdrücklich gesagt.

#### 4.2.3. Nichtelastische Eigenschaften von Beton bei hohen Temperaturen

Die bei instationärer Temperatureinwirkung auftretenden lastabhängigen Verformungsanteile sind gemäß Gl. (3.22) definiert. Gleichzeitig beinhaltet diese Beziehung eine Vorschrift zur Ermittlung der unbekanntenen Kriechfunktion  $J(\bar{\sigma}, t)$ . Danach ist  $J(\bar{\sigma}, t)$  durch Kriechversuche bei veränderlichen, ansteigenden Temperaturen zu ermitteln, wobei die Belastung bzw. Spannung  $\bar{\sigma}$  während der gesamten Versuchsdauer konstant gehalten werden muß. Ähnliche Versuche sind an Betonen in der Tat bereits durchgeführt und unter der etwas volkstümlichen Bezeichnung Warmkriechversuche veröffentlicht worden [27, 28 und 29]. Bei diesen Versuchen wurden die Gesamtverformungen einaxial belasteter Materialproben während einer Aufheizung, d. h. die Summe aus elastischen Verformungen, Übergangsverformungen, thermischen Dehnungen und Schwinden, gemessen.

Die thermische Ausdehnung des Betons wurde anhand von Parallelversuchen an unbelasteten Proben ermittelt. Es ist allerdings nicht möglich,

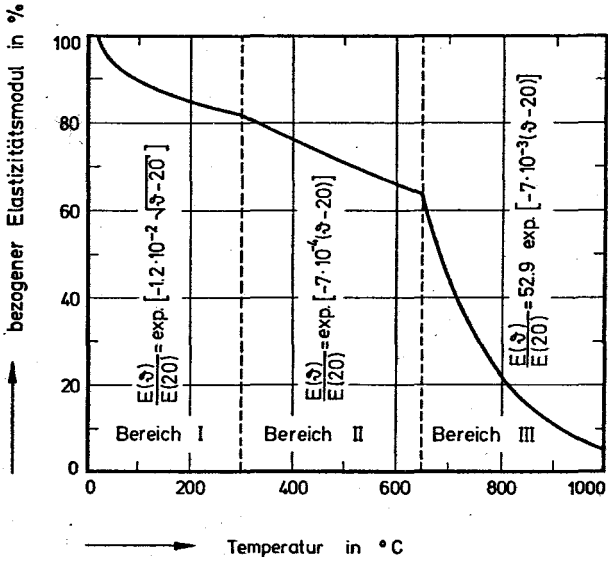


Bild 21: Temperaturfunktion der Elastizität von Leichtbeton mit Blähtonzuschlag

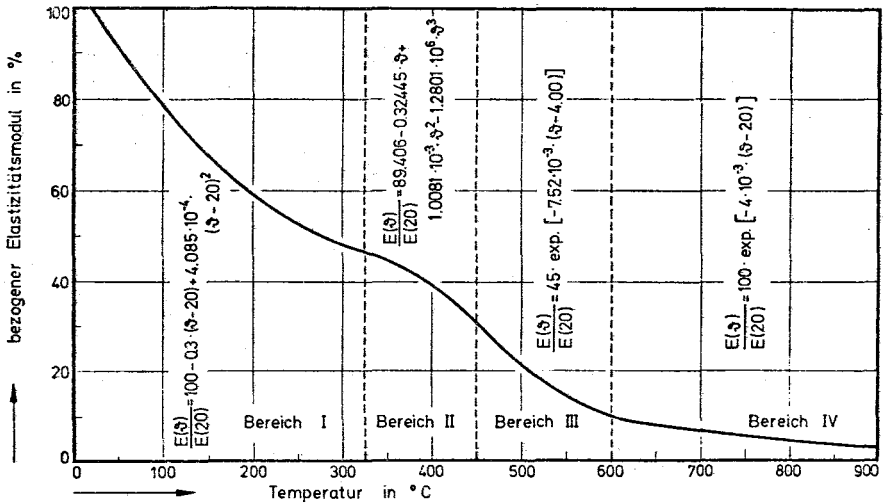


Bild 22: Temperaturfunktion der Elastizität von Normalbeton mit Quarzzuschlag

unter diesen Bedingungen das Schwinden separat zu bestimmen. Man kann jedoch davon ausgehen, daß der Schwindanteil in der thermischen Ausdehnung enthalten ist, zumal der Beton im Ausdehnungsversuch unversiegelt aufgeheizt wird und somit auch einem intensiven Trocknungs- und Schwindprozeß unterliegt. Die Differenz aus  $\epsilon_{th} - \epsilon_{ges}$  ergibt folglich den gesuchten Verformungsterm, der nach den vorstehenden Überlegungen (s. Abschnitt 3.2) in einen elastischen und einen nichtelastischen Anteil aufzuspalten ist, wobei letzterer offenbar dem gesuchten Verformungsanteil  $J(\bar{\sigma}, t)$  entspricht. <sup>+)</sup>

Es ist somit möglich, die gesuchte Beziehung  $J(\bar{\sigma}, t)$  den vorliegenden Meßwerten anzupassen. Dazu seien vorab jedoch einige generelle Anmerkungen erlaubt: In den oben zitierten Veröffentlichungen sind einige allgemeine Beobachtungen gemacht worden, die zum Verständnis und für die weitere Behandlung des Problems von grundsätzlicher Bedeutung sind und hier vorab diskutiert werden müssen. Bezüglich der Verformungen des Betons kann aufgrund der vorliegenden Erfahrungen von folgenden als gesichert anzusehenden Voraussetzungen ausgegangen werden:

- a) Bei Temperaturen deutlich über 100 °C werden die in den Grobporen nur lose gebunden vorliegenden Kapillarwasseranteile relativ rasch ausgedampft. Dies gilt auch für dickwandige Betonbauteile.
- b) Die im Warmkriechversuch ermittelten Gesamtverformungen des Betons hängen nur geringfügig von der Aufheizgeschwindigkeit ab. Diese Aussage bezieht sich auf den für den Brandfall praktisch wichtigen Aufheizbereich von 0,5 bis 5,0 K/min [30].
- c) Der Einfluß der Materialfeuchte bei 20 °C auf die Gesamtverformungen ist nach [30] oberhalb 500 °C gegenüber anderen Einflüssen praktisch zu vernachlässigen. Im Bereich von 100 bis 300 °C sind dagegen Unterschiede in den Verformungen erkennbar, so daß diesbezüglich experimentelle Untersuchungen erforderlich sind.

---

<sup>+)</sup>  Es muß hier allerdings zusätzlich angenommen werden, daß die Spannungsausnutzung nicht zu hoch ist, d. h. daß das Material sich bei 20 °C noch im elastischen Bereich befindet.

Unter Beachtung dieser Voraussetzungen sollen nun die gesuchten Materialbeziehungen für Leicht- und Normalbetone ermittelt werden. Für  $\sigma = \bar{\sigma} = \text{const}$  und  $\epsilon_0 = 0$  erhält man aus Gl. (3.26)

$$\epsilon = \frac{\bar{\sigma}}{E(\bar{\sigma})} + \bar{\sigma} \cdot J(\bar{\sigma}, \bar{\sigma}), \quad (4.7)$$

woraus sich mit

$$J = \frac{1}{E(\bar{\sigma})} \cdot \varphi(\bar{\sigma}, \bar{\sigma}) \quad (4.8)$$

eine Bestimmungsgleichung für J gewinnen läßt. Gl. (4.7) ist identisch mit

$$\epsilon = \frac{\bar{\sigma}}{E(\bar{\sigma})} (1 + \varphi(\bar{\sigma}, \bar{\sigma})), \quad (4.9)$$

worin  $\varphi(\bar{\sigma}, \bar{\sigma})$  eine noch zu bestimmende Kriechfunktion darstellt. Der Vorteil der hier gewählten Formulierung liegt offenbar darin, daß für den Fall der Raumtemperatur und bei nichtisothermer Temperatureinwirkung praktisch gleichartige Beziehungen verwendet werden und somit für den konstruktiven Ingenieur im Fall veränderlicher Temperaturen im Prinzip keine neuerlichen Überlegungen anzustellen sind.

Durch Umformung von Gl. (4.9) ergibt sich die Bestimmungsgleichung

$$\varphi = \epsilon \cdot \frac{\bar{E}}{\bar{\sigma}} \cdot \frac{E_0}{\sigma_B} - 1, \quad (4.10)$$

worin  $\bar{\sigma}$  und  $\bar{E}$  dimensionslose Spannungen und E-Moduln darstellen. Für  $E_0/\sigma_B$  wurde für die hier untersuchten Leichtbetone im Mittel der Wert 500 ermittelt, bei den Normalbetonen ergab sich  $E_0/\sigma_B \approx 800$ . Da es aus experimentellen Gründen nicht für alle Betonserien möglich war, sämtliche Elastizitätsmoduln gesondert zu ermitteln, war es erforderlich, auf diese Näherungsbeziehungen zurückzugreifen. Einschränkungen hinsichtlich der Allgemeinheit der ermittelten Beziehungen ergeben sich daraus nicht; die dadurch eintretenden Fehler liegen im Bereich der ohnehin unvermeidbar auftretenden Materialstreuungen.

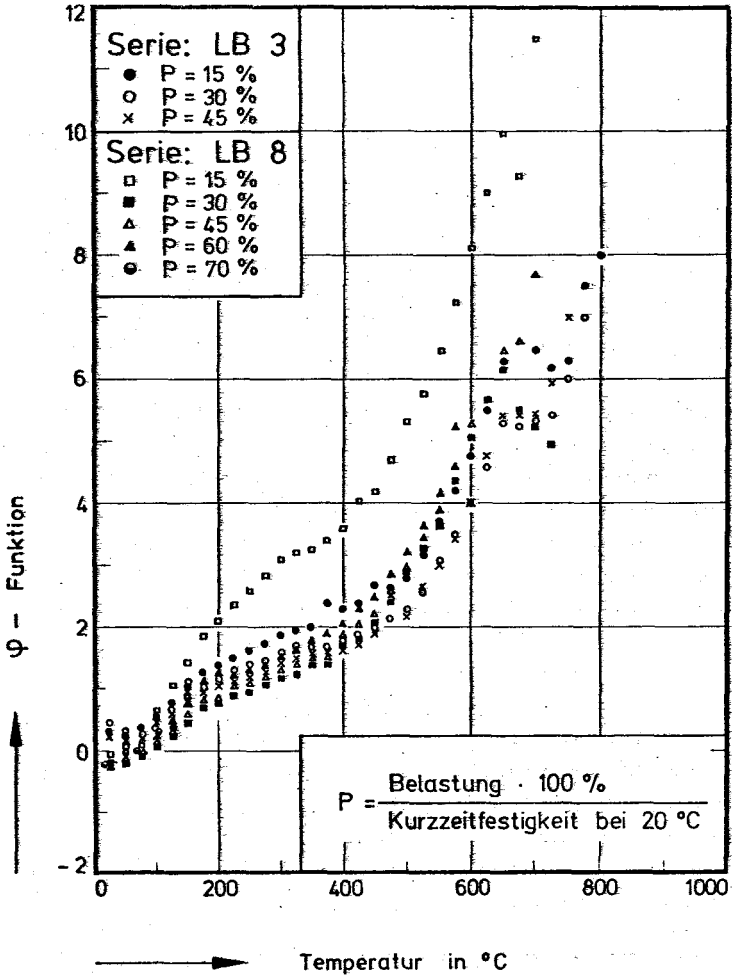


Bild 23: Darstellung der  $\varphi$ -Werte für Konstruktionsleichtbeton mit Blähtonzuschlag



Die im folgenden diskutierten  $\varphi$ -Funktionen wurden anhand umfangreicher Untersuchungen an Leicht- und Normalbeton bestimmt. Den Einzelwerten liegen bei den Leichtbetonen vor allem die Betonserien LB3, LB8, LB9 und LB10 und bei den Normalbetonen die Serien NB5 und NB8 zugrunde. Alle wichtigen betontechnologischen Parameter dieser Serien sind im Anhang zu dieser Arbeit angegeben. Darüber hinaus kamen vereinzelt auch noch solche Werte zur Anwendung, die gelegentlich anderer Untersuchungen gewonnen wurden und für die Beantwortung der hier anstehenden Fragen von Bedeutung zu sein schienen. Eine gesonderte Wiedergabe der Einzelergebnisse schien in diesem Zusammenhang allerdings weder zweckmäßig noch notwendig, so daß darauf verzichtet werden konnte.

Auf Bild 23 sind die nach Gl. (4.10) bestimmten  $\varphi$ -Werte der Leichtbetonserien LB3 und LB8 dargestellt. Die Ergebnisse zeigen überraschend, daß im instationären Temperaturfall kein systematischer Zusammenhang zwischen den  $\varphi$ -Werten und den jeweils aufgetragenen Spannungen besteht. Abgesehen von den Versuchswerten der Serie LB8, die bei einer Spannungsausnutzung von 15 % gewonnen wurden, liegen sämtliche  $\varphi$ -Werte in einem relativ engen Streubereich. Es ist somit berechtigt zu schreiben

$$\varphi(\bar{\sigma}, \bar{\vartheta}) = \varphi(\bar{\vartheta}), \quad (4.11)$$

eine nützliche, jedoch in keiner Weise vorhersehbare Eigenschaft der  $\varphi$ -Funktion. Die Beziehung (4.11) bedeutet, daß es möglich ist, den Verformungszustand eines Leichtbetonkörpers bei Temperaturerhöhung durch eine relativ einfache Integration z. B. von Gl. (3.23) über die Temperatur zu bestimmen, weil sich der Kriechanteil gemäß Gl. (4.11) verhältnismäßig einfach bestimmen läßt.

Die analytische Beschreibung der gemessenen  $\varphi$ -Werte bereitet im Prinzip keine weiteren Schwierigkeiten. Es wird jedoch für zweckmäßig gehalten, möglichst geschlossene Ausdrücke zu verwenden. Aufgrund umfangreicher numerischer Untersuchungen wurde schließlich ein Ansatz der Form

$$\varphi = c_1 \cdot \tanh \gamma_1 (\bar{\vartheta} - \bar{\vartheta}_0) + c_2 \cdot \tanh \gamma_2 \cdot (\bar{\vartheta} - \bar{\vartheta}_1) + c_3 \quad (4.12)$$

gewählt. Die in dieser Gleichung enthaltenen Parameter sind in Tabelle 4 angegeben.

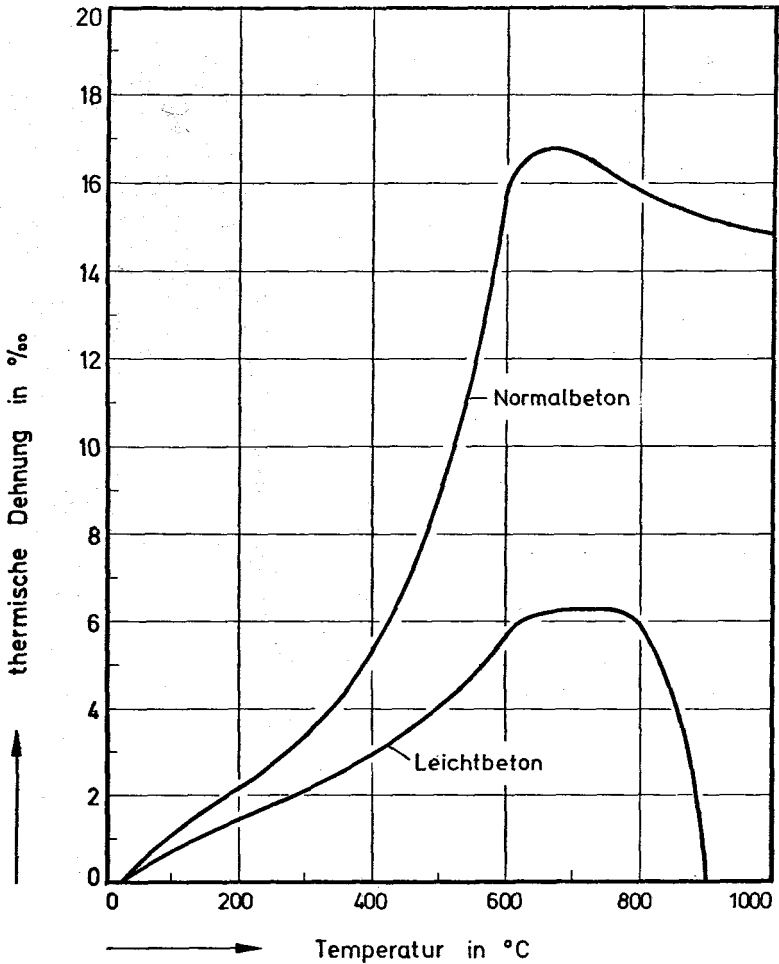
Tabelle 4

Parameter der  $\varphi$ -Funktion für Konstruktionsleichtbeton

Parameter	Dimension	Wert
$c_1$	1	2,51
$\gamma_1$	$^{\circ}\text{C}^{-1}$	$2,72 \cdot 10^{-3}$
$\beta_0$	$^{\circ}\text{C}$	$2,0 \cdot 10^1$
$c_2$	1	3,0
$\gamma_2$	$^{\circ}\text{C}^{-1}$	$7,5 \cdot 10^{-3}$
$\beta_1$	$^{\circ}\text{C}$	$6,0 \cdot 10^2$
$c_3$	1	2,9

Zur Ermittlung der  $\varphi$ -Funktion war es erforderlich, die thermische Ausdehnung der Materialien zu bestimmen. In der vorliegenden Untersuchung wurde sie für jede Betonserie gesondert ermittelt. Aus Gründen der Übersicht sind die mittleren Dehnungen von Leicht- und Normalbeton auf Bild 24 gemeinsam angegeben. Dabei handelt es sich um Mittelwerte aus jeweils 4 Messungen an Proben gleicher Zusammensetzung, jedoch aus unterschiedlichen Chargen; d. h. den so gemittelten Versuchswerten liegen jeweils unterschiedliche Betonserien zugrunde. Es wird davon ausgegangen, daß auf diese Weise möglichst repräsentative Werte gewonnen werden konnten. Bei den in Abschnitt 5 durchgeführten rechnerischen Untersuchungen wurde ebenfalls auf diese Beziehungen zurückgegriffen.

Es stellte sich die Frage, ob den auf Bild 23 dargestellten Zusammenhängen eine gewisse allgemeine Gültigkeit zugeschrieben werden kann oder diese nur das zufällige Produkt zweier Versuchsserien sind, wobei versuchstechnische Schwierigkeiten, die bei der Gewinnung solcher Werte erfahrungsgemäß auftreten, u. U. eine Rolle gespielt haben könnten. Aus diesem Grunde schien es ratsam und zweckmäßig, einige Ergänzungsversuche durchzuführen. Da aus Versuchen bei Raumtemperatur bekannt ist, daß die Verformungseigenschaften von Betonen nicht unwesentlich von ihrem Feuchtegehalt abhängen, wurden als Ergänzung zwei Serien geprüft, in denen die Betonfeuchten der Proben extrem variiert wurden. Neben bei  $105^{\circ}\text{C}$  vorgetrockneten Betonproben wurden normal gelagerte und wassergelagerte Proben untersucht (LB9 und LB10, s. Anhang).



**Bild 24:** Mittlere thermische Ausdehnung von Konstruktionsleichtbeton und Normalbeton

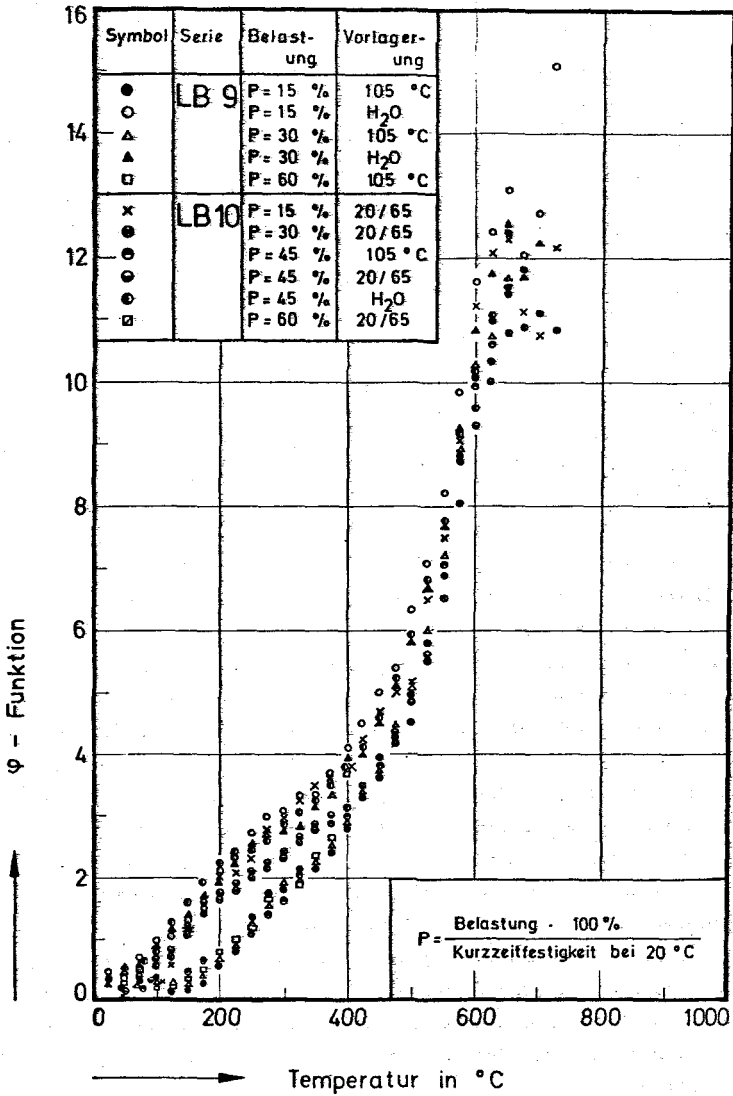


Bild 25: Einfluß der Vorlagerung auf die  $\varphi$ -Werte bei Leichtbeton

Die gefundenen Versuchsergebnisse sind auf Bild 25 dargestellt. Man erkennt daran - und das dürfte eine zusätzliche Bestätigung der wichtigen Gl. (4.11) sein -, daß es keinen eindeutigen Zusammenhang zwischen den  $\varphi$ -Werten und der im Versuch vorliegenden Spannungsausnutzung gibt. Weiterhin wird deutlich, daß die Betonfeuchte offenbar im Temperaturbereich von 100 bis 300 °C einen geringen Einfluß auf die  $\varphi$ -Werte besitzt. Oberhalb 300 °C vermindern sich diese Einflüsse zusehends. Bedenkt man, daß eine Trocknung bei 105 °C für Beton eine äußerst extreme Vorbehandlung darstellt, die in der Praxis nur selten auftritt, so scheint es angemessen, für die  $\varphi$ -Funktion eine im gesamten Temperaturintervall von der Betonfeuchte unabhängige Beziehung anzugeben, die als repräsentativ für die praktisch am häufigsten vorkommenden Fälle anzusehen ist. Es zeigte sich allerdings, daß die  $\varphi$ -Funktionen u. U. vom Leichtzuschlag beeinflusst werden. Auf Bild 23 sind Werte von Leichtbetonen mit Leca- und Korlin-Zuschlag angegeben. Bild 25 enthält dagegen  $\varphi$ -Werte für Leichtbetone mit Liapor-Zuschlag (s. Anhang).

Schließlich war noch zu klären, ob die  $\varphi$ -Werte bei anderen Betonen zu vergleichbaren Resultaten führen. Es lag deshalb nahe zu versuchen, auch für Normalbeton solche Werte zu gewinnen. Dabei konnte auf die Ergebnisse zweier Versuchsserien zurückgegriffen werden, die an Kiesbeton gewonnen wurden (s. Anhang, NB6 und NB8) und die seit längerem bekannt und veröffentlicht sind [30, 31]. Die für die Auswertung erforderlichen Schritte sind bereits vorstehend beschrieben, es werden hier daher nur die Ergebnisse mitgeteilt. Bild 26 zeigt die gefundenen Werte. Danach lassen sich auch für Normalbeton unabhängig von den jeweils vorliegenden Spannungen offenbar ebenfalls  $\varphi$ -Werte angeben, die in einem relativ engen Band zwischen 0 und 3 verlaufen. Die größten Streuungen weisen dabei die Meßwerte mit der geringsten Vorlast ( $P = 10 \%$ ) auf, ein Effekt, der beim Leichtbeton ebenfalls aufgetreten war und bis jetzt nicht ausreichend geklärt werden konnte. Insgesamt ist jedoch festzustellen, daß die vorliegenden Messungen hinreichend dicht liegen, um einen analytischen Ausdruck für  $\varphi$  angeben zu können. Dabei hat sich herausgestellt, daß dafür die Funktion

$$\varphi = c_1 \cdot \tanh \gamma_1 \cdot (\varphi^s - \varphi_0) \quad (4.13)$$

besonders geeignet ist, wobei auf die in Tabelle 4 angegebenen Parameter zurückgegriffen werden kann.

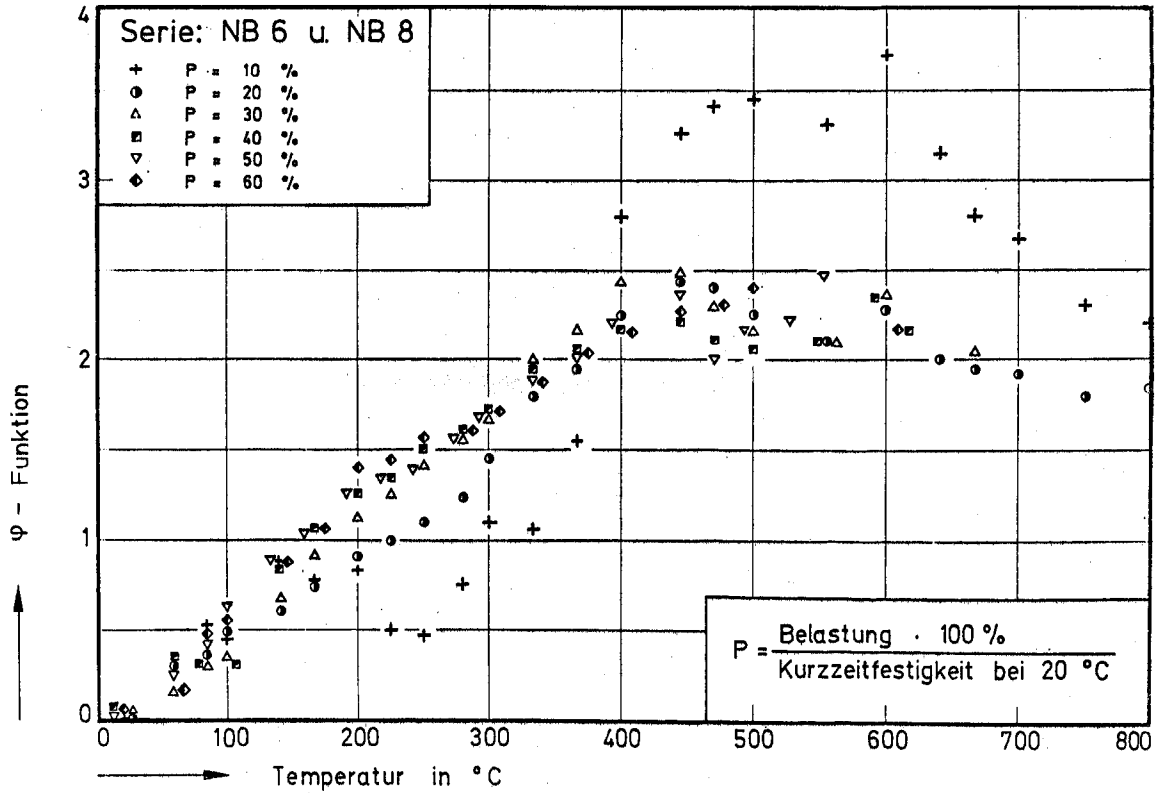


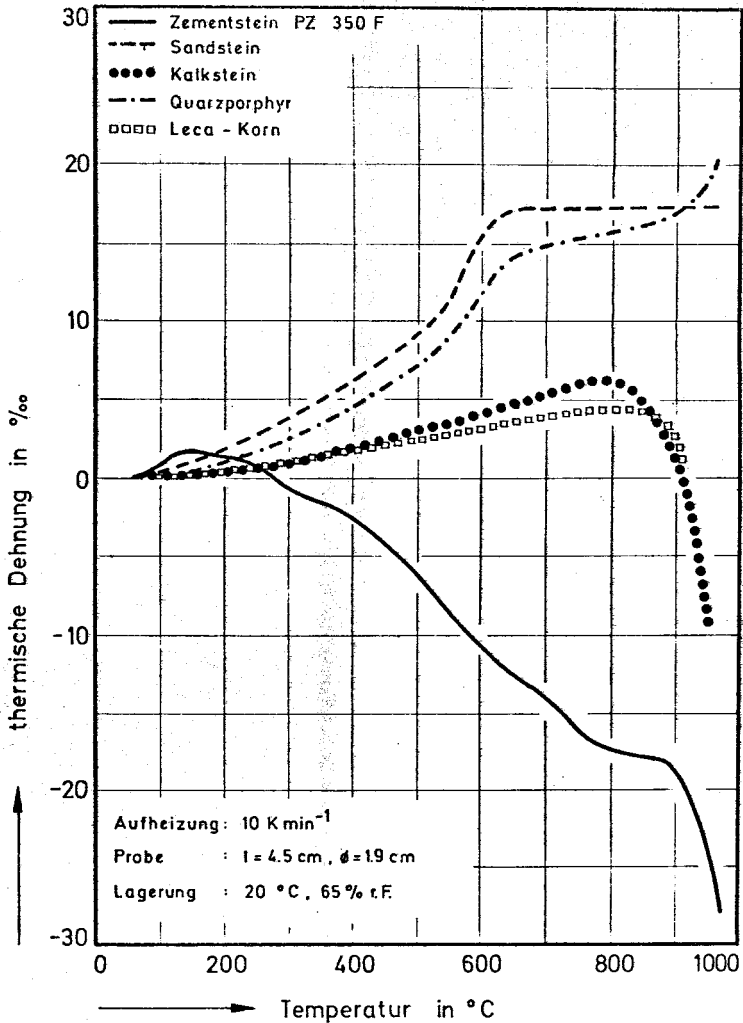
Bild 26: Darstellung der  $\psi$ -Werte für Normalbeton mit Quarzzuschlag

Die  $\psi$ -Funktionen von Leicht- und Normalbeton unterscheiden sich somit lediglich durch einen Zusatzterm, der oberhalb  $500\text{ }^{\circ}\text{C}$  zum Tragen kommt. Es wird angenommen, daß das unterschiedliche Verformungsverhalten der beiden Betone im Hochtemperaturgebiet u. a. vom Temperaturverhalten der Zuschläge abhängt. Anhand begleitender Ausdehnungsversuche an Betonzuschlägen wurde beispielsweise festgestellt, daß bestimmte Körnungen des Blähtonmaterials bei Temperaturen um  $800\text{ }^{\circ}\text{C}$  "erweichen" und bereits im unbelasteten Zustand zu schrumpfen beginnen (s. Bild 27). Da die vorliegenden Betonarten alle mit Portlandzement hergestellt wurden und insofern signifikante strukturspezifische Unterschiede im Matrixmaterial nicht vorgelegen haben dürften, ist das unterschiedliche Ausdehnungsverhalten der beiden Zuschlagmaterialien bisher praktisch der einzige wesentliche Gesichtspunkt, der zur Erklärung der beobachteten Phänomene herangezogen werden könnte. Diesbezüglich ausgerichtete Untersuchungen, die im Rahmen der Arbeiten des SFB 148 durchgeführt werden, sind jedoch noch nicht abgeschlossen, so daß eine weitergehende Erklärung gegenwärtig nicht möglich ist.

Weiterführende Untersuchungen an Normalbeton beispielsweise bezüglich der Aufheizgeschwindigkeit und des Einflusses der Ausgangsfeuchte des Betons auf die  $\psi$ -Werte haben gegenüber den bisherigen Ausführungen zu keinen grundsätzlich neuen Aussagen geführt. Für Leichtbeton wurde der Einfluß der Betonfeuchte bereits diskutiert. Man kann davon ausgehen, daß für Normalbeton vergleichbare Abhängigkeiten bestehen [30]. Der Einfluß der Aufheizgeschwindigkeit bedarf dagegen noch einer ausführlichen Erläuterung.

In den Arbeiten [31] und [32] sind bezüglich des Einflusses der Aufheizgeschwindigkeit auf die Übergangsverformungen einige Angaben zu finden. Grundsätzlich läßt sich sagen, daß der Einfluß der Aufheizgeschwindigkeit vergleichsweise klein ist. In dem für den Katastrophenfall Brand praktisch wichtigen Aufheizbereich von  $0,5$  bis  $4,0\text{ K min}^{-1}$  wurden bei  $10$  und  $20\%$ iger Ausnutzung des Betons nur sehr geringe Unterschiede in den Verformungen während der Aufheizung beobachtet (s. Bild 28)<sup>+)</sup> . Diese Beobachtung ist einigermaßen überraschend, denn sie besagt, daß das Übergangskriechen in dem untersuchten Aufheizbereich praktisch keinem Zeit-

+) Man beachte, daß die elastischen Verformungen bei  $20\text{ }^{\circ}\text{C}$  auf dem Bild 28 nicht mit angegeben sind.



**Bild 27:** Thermische Dehnung verschiedener Zuschläge im Vergleich zu hydratisiertem Portlandzement



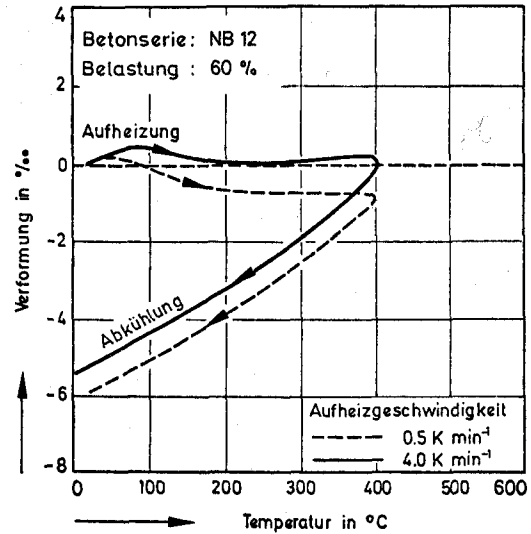
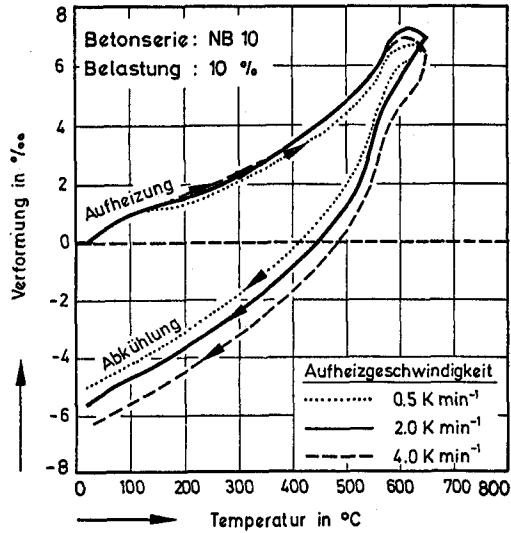


Bild 28: Einfluß der Aufheizgeschwindigkeit auf die Verformung von Normalbeton unter einachsigem Druck

einfluß unterliegt - entscheidend ist die jeweilige Temperaturhöhe. Es zeigt sich an dieser Stelle, daß die dem Übergangskriechen zugrundeliegende thermodynamische Betrachtungsweise (vergl. Abschnitt 3.3) zu erheblichen Vereinfachungen vor allem in der theoretischen Beschreibung des Problems führt. Erst bei Beanspruchungen oberhalb 45 % der Kurzzeitbruchlast macht sich ein Zeiteinfluß auf das Übergangskriechen deutlicher bemerkbar, d. h. langsam aufgeheizte Proben zeigen durchweg größere Verformungen als schnell aufgeheizte Proben. Bei der Aufheizung von hochbelasteten Betonproben (Ausnutzung  $P = 60 \%$ ) mit  $0,5$  und  $4,0 \text{ K min}^{-1}$  sind nach Bild 28 bei  $400 \text{ }^\circ\text{C}$  beispielsweise Verformungsdifferenzen von knapp  $1 \%$  zu beobachten. Bedenkt man, daß sich die Aufheizgeschwindigkeiten in diesem Fall um fast eine Zehnerpotenz unterscheiden, so erscheint diese Differenz in der Tat vergleichsweise klein. Das Übergangskriechen beträgt unter diesen Bedingungen übrigens insgesamt etwa  $6$  bis  $7 \%$ , d. h. bei Vernachlässigung des Einflusses der Aufheizgeschwindigkeit auf die Verformungen liegen die Fehler immer noch unter  $20 \%$ .

In diesem Zusammenhang sei darauf hingewiesen, daß ein Übergangskriechen auch bei wesentlich geringeren Aufheizgeschwindigkeiten als hier angegeben eintritt. Einige Versuche von Illston [24] wurden bei einer Aufheizung mit  $5 \text{ K h}^{-1}$  durchgeführt, ohne daß eine entscheidende Änderung der Phänomene zu beobachten war. Die hier dargelegten Ergebnisse lassen sich naturgemäß jedoch nicht ohne weiteres über den angegebenen Bereich der Aufheizgeschwindigkeiten hinaus extrapolieren, d. h. für extrem langsame Aufheizevorgänge sind auf jeden Fall zusätzliche Untersuchungen erforderlich. Hinsichtlich der theoretischen Überlegungen ergeben sich daraus allerdings keine Einschränkungen, solange die Voraussetzungen der Abschnitte 1.2 und 3.2 eingehalten werden. Die  $\Psi$ -Funktionen können auch in solchen Fällen gemäß Gl. (4.10) ermittelt werden.

Für praktisch relevante Fälle sind die auf Bild 29 für zwei Betonarten angegebenen  $\Psi$ -Funktionen ausreichend. Das Bild 29 zeigt, daß die über sämtliche Spannungsbereiche gemittelten  $\Psi$ -Werte recht gut mit den analytischen Funktionen übereinstimmen.

Ein direkter Vergleich von Meß- und Rechenwerten bestätigt die Güte der angegebenen Funktionen. Auf Bild 30 sind u. a. die Werte für den untersuchten Konstruktionsleichtbeton zusammengefaßt. Angegeben ist jeweils die Verformungsdifferenz  $\epsilon_{th} - \epsilon_{ges}$ , d. h. derjenige Verformungsanteil,

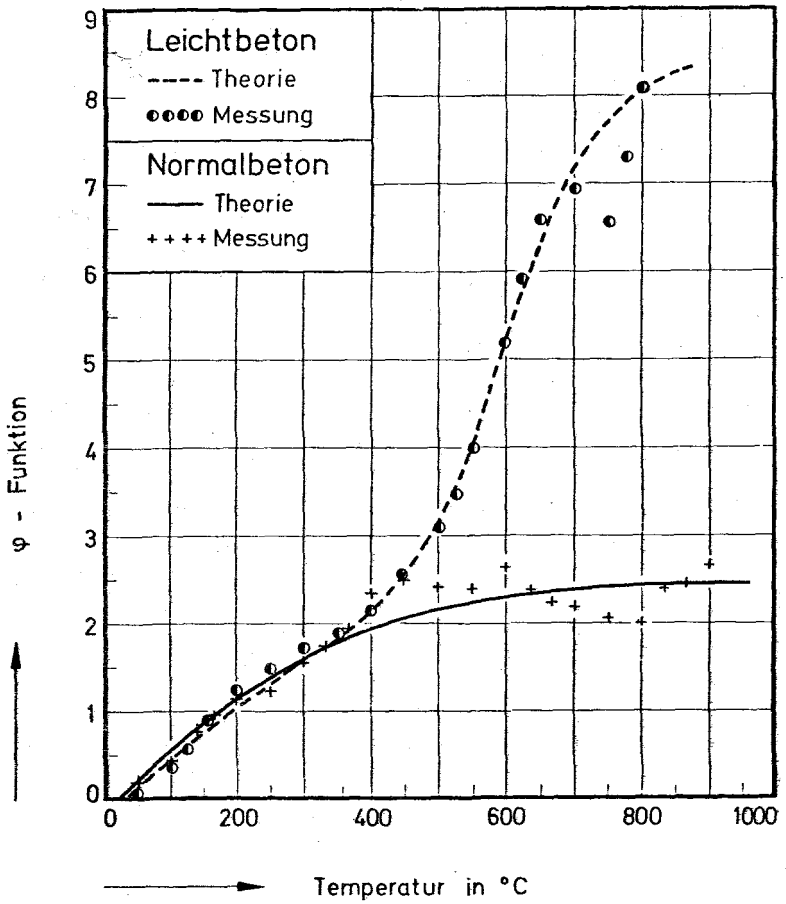


Bild 29: Vergleich der gemessenen Mittelwerte von  $\varphi$  mit ihren analytischen Approximationen

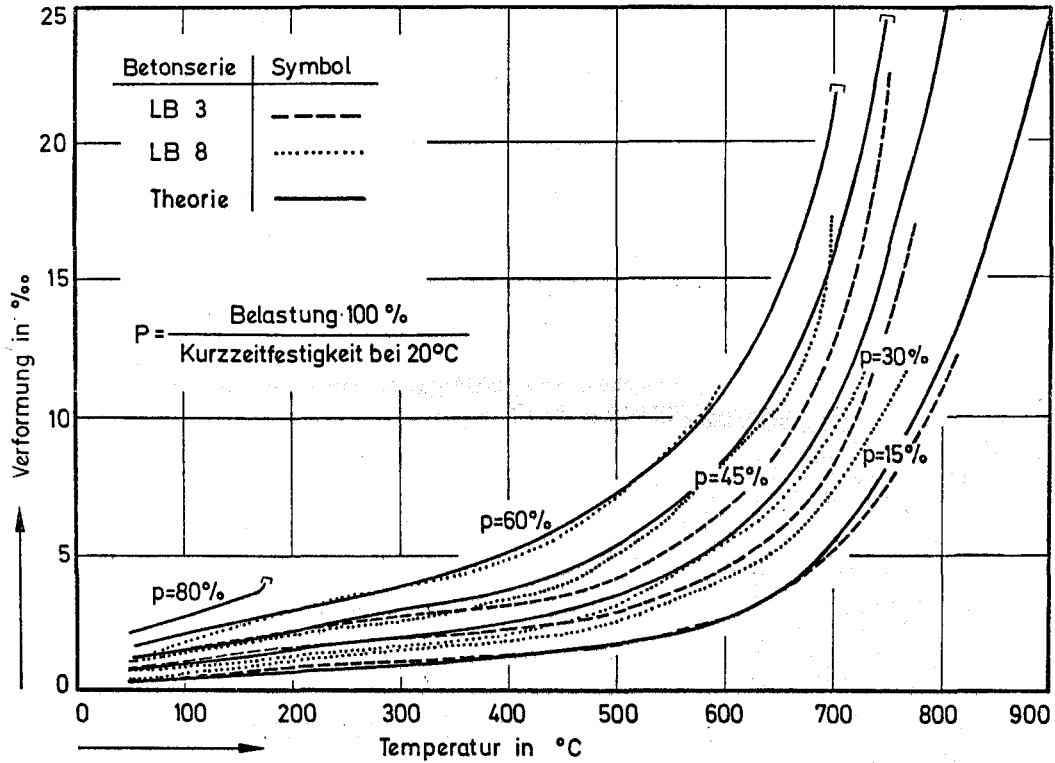


Bild 30: Vergleich der Rechen- und Meßwerte von Konstruktionsleichtbeton

der gemäß Gl. (4.9) berechnet wird. Auf eine Einbeziehung der  $\chi$ -Funktion bei 20 °C (s. Abschnitt 4.2.4) wurde hier aus Gründen der Übersicht verzichtet, so daß die Abweichungen zwischen den Meß- und Rechenwerten bei hoher Ausnutzung und niedrigen Temperaturen eine zusätzliche Begründung finden. Im großen und ganzen geben die Rechenwerte die Meßergebnisse gut wieder. Bei Temperaturen oberhalb 600 °C nehmen die Unterschiede zwischen Messung und Rechnung allerdings zu. Man kommt dann allerdings relativ rasch in den Bereich der völligen Zerstörung des Materials, so daß sämtliche Messungen und somit auch die Prognosen vergleichsweise großen Schwankungen unterliegen. Eine etwas geänderte Darstellung für Normalbeton (s. Bild 31) bestätigt den gewonnenen Eindruck. Auf diesem Bild ist die Gesamtverformung  $\epsilon_{\text{ges}}$  des Betons unter Berücksichtigung der thermischen Ausdehnung angegeben, so daß man die für Warmkriechmessungen typischen Verformungskurven erhält. Wiederum erkennt man, daß auch hier die Meß- und Rechenwerte gut übereinstimmen. +)

An dieser Stelle sei erwähnt, daß das hier beschriebene Materialverhalten des Betons bisher nicht ausreichend zu erklären ist. Tatsache ist, daß man bei rascher Aufheizung ( $2 \text{ K min}^{-1}$ ) eines belasteten Leichtbetons auf 450 °C nach rd. 3,5 h einen  $\psi$ -Wert von 2,5 erhält. Für einen isothermen Kriechvorgang bei 450 °C benötigt man zur Erreichung des gleichen  $\psi$ -wertes gemäß Bild 8 etwa 130 h! Selbst mit der extremen Annahme, daß der Beton als vollkommen "gedächtnisloses" Material behandelt werden kann, sind die zeitlichen Unterschiede im Verformungsablauf, wie rechnerische Untersuchungen gezeigt haben, nicht zu erklären.

Aus baustoffkundlicher Sicht können vor allem zwei Gründe für das beobachtete Verhalten genannt werden. Man kann davon ausgehen, daß im thermisch belasteten Betongefüge grundsätzlich Risse entstehen. Als Ursache dafür kommen u. a. Entwässerungs- und Dehydrationsvorgänge sowie Inkompatibilitätseffekte in Frage. Die Zunahme der Rißdichte äußert sich bei einer zusätzlichen Belastung des Materials durch Verformungen. Der Verformungsablauf wird im instationären Fall nun durch drei Effekte zusätzlich beeinflusst: Die Ausdampfung des Betonwassers führt offenbar zu

---

+)

+) Auf eine Einbeziehung der  $\chi$ -Funktion bei 20 °C (s. Abschnitt 4.2.4) wurde auch hier aus Gründen der Übersicht verzichtet.

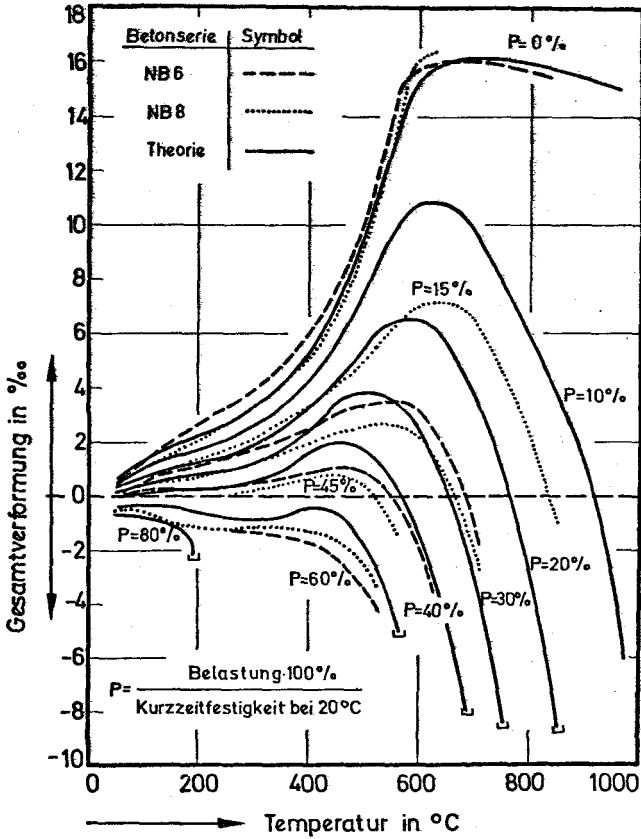


Bild 31: Vergleich der Rechen- und Meßwerte von Normalbeton

einem raschen Abbau des Quelldrucks in den Mikroporen, so daß sich die nunmehr freien Oberflächen gegenseitig anziehen können (van der Waals' Kräfte). Weiterhin wird der aus der Porenstruktur austretende Wasserdampf zwischen den Rißflächen als Gleitmittel wirken, so daß sich auch aus diesem Grunde eine höhere Verformungsgeschwindigkeit einstellen kann. Und schließlich dürfte auch das Rißwachstum selbst durch den Wasserdampf beeinflußt werden, z. B. durch Herabsetzung der Oberflächenenergien an den Rißspitzen infolge der Benetzung.

Dieser Erklärung widerspricht auch nicht die Beobachtung von Illston [24], daß das erhöhte Kriechen bei instationärer Temperatureinwirkung auch bei wassergesättigten, versiegelten Betonproben zu beobachten ist. Es kann sicherlich davon ausgegangen werden, daß die Zunahme der Rißdichte im Beton während eines Aufheizvorganges davon abhängen wird, welche äußeren Kräfte auf das Material einwirken. Noch wichtiger scheint in diesem Zusammenhang jedoch die Tatsache, daß während der Erwärmung versiegelter, z. B. unter Wasser gelagerter Betonproben, grundsätzlich auch mit Feuchtwanderungen in der Porenstruktur zu rechnen ist. Dieses ist allein schon durch die vergleichsweise große Volumendehnung des Wassers bei Temperaturen unter 100 °C begründet. Sofern sich der Beton also infolge einer äußeren Beanspruchung zu verformen beginnt, wobei es zu den erwähnten Gleit- und Verschiebungsvorgängen in der Betonstruktur kommt, wird der beschriebene Feuchtetransport die inneren Reibungsverhältnisse sicherlich beeinflussen und möglicherweise auf diese Weise ebenfalls zu einer erhöhten Verformungsgeschwindigkeit beitragen.

Daß der Feuchtehaushalt des Betons bzw. die Feuchtwanderung im Beton mit dem Übergangskriechen im Zusammenhang steht, geht bereits aus den Untersuchungen hervor, die in [30] veröffentlicht sind. Eine Betonprobe wurde z. B. mit 45 % ihrer Kurzzeitfestigkeit belastet und mit  $2 \text{ K min}^{-1}$  auf 450 °C erwärmt. Danach anschließend wurde sie - unter konstanter Belastung stehend - abgekühlt. Nach Erreichen der Raumtemperatur wurde diese Probe ein zweites Mal diesem Versuch unterworfen. Im Anschluß daran wurde sie 7 Tage unter Wasser gelagert und dann erneut den beiden beschriebenen Temperaturzyklen unterworfen. Während der Temperatureinwirkung wurde die Gesamtverformung der Probe gemessen. Folgendes wurde festgestellt:

Beim erstmaligen Erwärmen der Probe traten die üblichen Kriechverformungen (Übergangskriechen) auf, so daß sich nach der Abkühlung eine Stauchung von rd. 6,8 % ergab. Der zweite Temperaturzyklus lief dagegen ohne Kriechen nahezu reversibel ab. Die Reststauchung betrug bei einem Anfangswert von 6,8 % dementsprechend 7,3 % (vergl. [30], Bild 12, S. B3-I-30). Beim dritten Temperaturzyklus - also nach der Wasserlagerung - trat dagegen erneutes Übergangskriechen auf, so daß nach der Abkühlung wiederum Stauchungen von 6,5 % zu beobachten waren. Der daran anschließende vierte Temperaturzyklus lief hinsichtlich der Verformungen entsprechend dem zweiten Zyklus, also ebenfalls nahezu reversibel, ab.

Wenngleich aus diesen Beobachtungen keine direkten Schlüsse hinsichtlich der Ursachen des Übergangskriechens zu ziehen sind, wird dennoch deutlich, daß die Betonfeuchte und die im instationären Temperaturfall einsetzenden Transportvorgänge im Beton ehestens zur Beschreibung der diskutierten Verformungsvorgänge herangezogen werden können. Weiterführende diesbezügliche Untersuchungen sind jedoch erforderlich.

#### 4.2.4. Anwendungen bei Raumtemperatur

Ein Nachteil von Gl. (4.9) in Verbindung mit Gl. (4.11) wird darin gesehen, daß sie bei Raumtemperatur unter hoher Spannungsausnutzung nicht diejenigen nichtelastischen Betonverformungen erfaßt, die bei Überschreitung des Gebrauchszustandes zu erwarten sind. Diese Verformungen lassen sich durch den Zusatzterm  $\chi(\sigma)$  gemäß

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E(\vartheta)} (1 + \psi(\vartheta) + \chi(\sigma)) \quad (4.14)$$

erfassen, wobei für  $\vartheta = 20 \text{ }^\circ\text{C}$  die Beziehung

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E_0} (1 + \chi_0(\sigma)) \quad (4.15)$$

entsteht. Die Funktion  $\chi_0(\sigma)$  ist somit als Vergrößerungsfaktor der elastischen Verformungen im Druckversuch definiert, d. h. sie berücksichtigt die spannungsabhängige Nichtlinearität spontaner Verformungen. Sie läßt sich entsprechend Bild 32 anschaulich deuten.



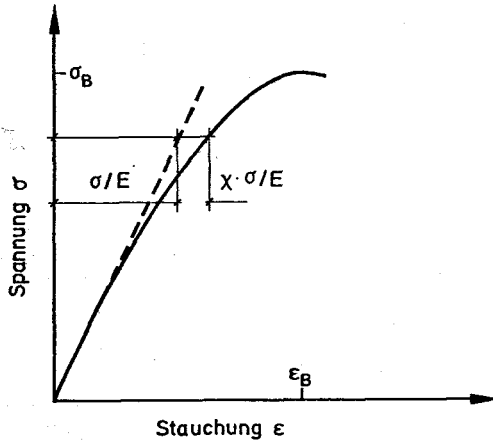


Bild 32: Darstellung zur Erläuterung der  $\chi$ -Funktion

Anhand einer umfangreichen Literatursichtung wurde von Popovics [43] festgestellt, daß es möglich ist, den gesamten Verlauf der Spannungs-Dehnungslinie für Beton unter Druckbeanspruchung durch

$$\frac{\sigma}{\sigma_B} = \frac{\epsilon}{\epsilon_B} \frac{n}{(n-1) + (\epsilon/\epsilon_B)^n} \quad (4.16)$$

befriedigend wiederzugeben. Nach Differentiation und einigen Umformungen von Gl. (4.15) und (4.16) erhält man daraus

$$\chi_0 = \frac{(\epsilon/\epsilon_B)^n}{n-1} \quad (4.17)$$

Diese Darstellung für  $\chi_0$  ist nicht sonderlich praktikabel, weil Gl. (4.16) nicht explizit nach  $(\epsilon/\epsilon_B)$  aufgelöst werden kann - im Prinzip ist die gestellte Aufgabe jedoch gelöst.

Für die untersuchten Betone sollte  $n = 2,5$  (Leichtbeton) und  $n = 3,0$  (Normalbeton) gesetzt werden. Bei nicht zu hohen Anforderungen an die Genauigkeit kann übrigens mit folgender Näherungsbeziehung gerechnet werden:

$$\chi_0 = \frac{1}{n-1} \left(\frac{\sigma}{\sigma_B}\right)^5 \dots \quad \varepsilon/\varepsilon_B \leq 1 \quad (4.18)$$

In Tabelle 5 sind die so erhaltenen  $\chi_0$ -Werte mit den genauen Werten nach Gl. (4.17) verglichen. Die Näherungsbeziehung ist - wie man sieht - so gewählt, daß die  $\chi_0$ -Werte an den Rändern und auch im mittleren Wertebereich übereinstimmen, so daß insgesamt eine gute Approximation erreicht wird.

T a b e l l e 5

$\chi_0$ -Werte für Leicht- und Normalbeton

		Leichtbeton: n = 2,5		Normalbeton: n = 3,0		
$\frac{\varepsilon}{\varepsilon_B}$	$\frac{\sigma}{\sigma_B}$	$\chi_0$ Gl. (4.17)	$\chi_0$ Gl. (4.18)	$\frac{\sigma}{\sigma_B}$	$\chi_0$ Gl. (4.17)	$\chi_0$ Gl. (4.18)
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,1	0,166	0,002	0,000	0,149	0,000	0,000
0,2	0,3294	0,012	0,003	0,299	0,000	0,000
0,3	0,484	0,033	0,018	0,444	0,014	0,009
0,4	0,625	0,067	0,063	0,581	0,032	0,033
0,5	0,746	0,118	0,154	0,706	0,063	0,088
0,6	0,843	0,186	0,284	0,812	0,108	0,177
0,7	0,916	0,273	0,430	0,896	0,172	0,289
0,8	0,965	0,382	0,558	0,955	0,256	0,398
0,9	0,992	0,512	0,640	0,989	0,365	0,474
1,0	1,0	0,667	0,667	1,0	0,500	0,500

Durch Einführung von Gl. (4.14) bzw. (4.15) ist es also möglich, auch bei Raumtemperatur in dem vorgeschlagenen System zu rechnen, wobei durch Gl. (4.15) ein stetiger Übergang erreicht wird. Weiterhin wird deutlich, daß  $\chi$  im Hochtemperaturgebiet rasch abnimmt, weil  $\chi_0$  im Verhältnis  $E(\phi)/E_0$  zu reduzieren ist. Um bei veränderlichen Spannungen und Temperaturen die Integration zu vereinfachen, wird empfohlen, in einem solchen Fall jedoch nur mit der  $\psi$ -Funktion zu rechnen und die geringe Ungenauigkeit, die bei hoher Spannungsausnutzung durch Vernachlässigung von  $\chi$  ent-

steht, in Kauf zu nehmen. Die Fehler, die dadurch auftreten, liegen sicherlich noch im Bereich der ohnehin zu erwartenden und nicht erfaßbaren Materialstreuungen.

In diesem Zusammenhang sei erwähnt, daß die entwickelten  $\psi$ -Funktionen immerhin bis zu einer Ausnutzung von 60 % der Bruchlast nachgewiesen sind. Unsicherheiten sind somit nur bei Ausnutzungsgraden  $> 60$  % und bei Temperaturen unter  $200^{\circ}\text{C}$  zu erwarten. Bei rechnerischen Untersuchungen sind in diesen Bereichen zusätzliche Schwierigkeiten insbesondere auch deshalb unvermeidbar, weil bei derart hohen Spannungen zwangsläufig der Bereich der Dauerstandsfestigkeit des Materials erreicht wird. Die Versuchswerte sind dagegen immer auf die Kurzzeitbruchlast des Materials bezogen, weil dieses ehestens der vorausgesetzten Katastrophenbeanspruchung entspricht.

#### 4.2.5. Versagenskriterien

Für die Anwendung der hier aufgezeigten Beziehungen ist die Frage des Materialversagens bzw. die Angabe geeigneter Bruchkriterien von großer Bedeutung. Im Prinzip stehen dazu verschiedene Möglichkeiten und Ansätze zur Verfügung, und es ist schwierig, von vornherein zu entscheiden, welche Materialeigenschaften, z. B. kritische Verformungen, Verformungsgeschwindigkeiten oder Betontemperaturen, dazu ehestens geeignet sind. In den bisher vorliegenden Veröffentlichungen über Warmkriecheigenschaften von Beton wird in diesem Zusammenhang vorzugsweise auf die kritische Betontemperatur Bezug genommen [30]. Darunter versteht man diejenige Temperatur, die ein unter konstanter Druckbeanspruchung homogen erwärmter Betonkörper bis zum Versagen gerade erreicht hat.

Auf Bild 33 sind die anhand eigener Messungen ermittelten kritischen Betontemperaturen für Leicht- und Normalbeton angegeben. Man erkennt deutlich die wesentlichen Unterschiede in den beiden Betonarten. Insbesondere ist bei Leichtbeton bereits knapp oberhalb  $100^{\circ}\text{C}$  ein Versagen zu erwarten, wenn die Druckspannungen im Material bei 70 % der Kurzzeitbruchlast liegen. Derartig hohe Belastungen sind bei raschen Aufheißvorgängen (Brandfall) infolge der geringen Wärmeleitfähigkeit des Leichtbetons (Temperaturspannungen) leicht möglich. Entsprechende, zum Teil negative Bauteilerfahrungen, die bei Normbrandversuchen gewonnen wurden, liegen vor. Im Hochtemperaturgebiet verwischen sich die Unterschiede

zwischen Leicht- und Normalbeton. Teilweise liegen die kritischen Temperaturen des Leichtbetons sogar oberhalb derjenigen des Normalbetons. Im Bereich der Gebrauchsspannungen (30 % Belastung) liegen diese in beiden Fällen zwischen 700 und 800 °C - einem gegenüber anderen Konstruktionsbaustoffen vergleichsweise hohen Wert.

Es interessiert nun die Frage, welche maximalen Bruchstauchungen den kritischen Betontemperaturen jeweils zugeordnet werden können. Hierauf eine generelle Antwort zu geben, ist allerdings schwierig, weil kurz vor dem Versagen des Materials kurzzeitig relativ hohe Verformungsgeschwindigkeiten auftreten, so daß der genaue Versagenszeitpunkt in der Bruchphase nur ungefähr zu bestimmen ist. Andererseits ist vollkommen klar, daß die maximalen Bruchstauchungen von Leicht- und Normalbeton unter Gebrauchslast während einer instationären Temperatureinwirkung gegenüber den bekannten Werten bei Raumtemperatur deutlich ansteigen. Einen ersten Anhalt über die zu erwartenden Werte liefern u. a. die Bilder 30 und 31. Danach betragen die kritischen Bruchstauchungen beispielsweise bei 30 %iger Druckbeanspruchung für Leichtbeton 20 %, also etwa das Sechsfache der bei Raumtemperatur anzusetzenden Werte. Für andere Ausnutzungsgrade erhält man ähnliche, vergleichsweise hohe Bruchstauchungen - ein typisches Merkmal einer weitgehend druckbeanspruchten, dehydratisierten, nach Weiß [37] mit einem Haufwerk vergleichbaren Betonstruktur.

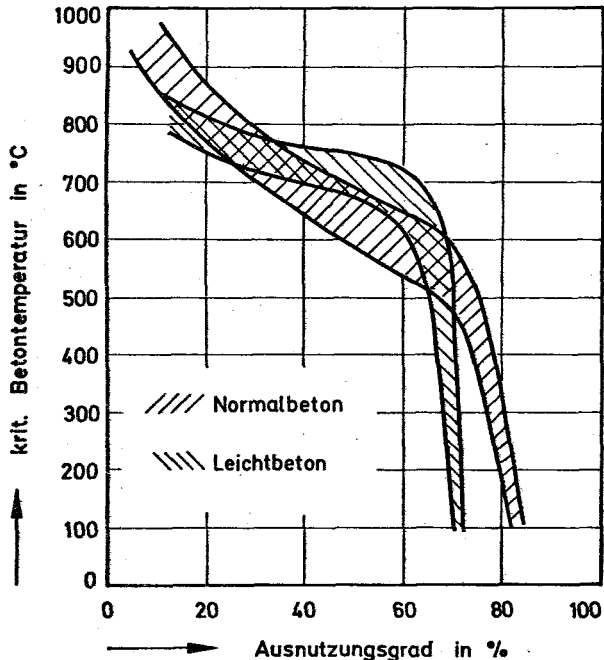
Aufgrund der erwähnten Schwierigkeiten schien es nicht ratsam, über die Angaben der Bilder 30 und 31 hinaus zu versuchen, gesonderte Darstellungen über die maximalen Bruchstauchungen von Leicht- und Normalbeton zu gewinnen. Eindeutigere Aussagen versprach die Untersuchung der jeweiligen Verformungsgeschwindigkeiten. Aus Gl. (4.9) ergibt sich für die belastungsabhängige Verformungsgeschwindigkeit bei konstanter Last

$$\dot{\epsilon} = \sigma \cdot \left( \frac{1}{E} \cdot \frac{d\varphi}{dt} - \frac{(1+\varphi)}{E} \cdot \frac{dE}{dt} \right), \quad (4.19)$$

woraus man für einen linearen Aufheizvorgang in dimensionsbereinigter Schreibweise

$$\epsilon = \frac{\sigma}{\sigma_B} \cdot \left( \frac{\sigma}{E_0} \right) \cdot w \cdot \left\{ \frac{1}{E/E_0} \cdot \frac{d\varphi}{d\dot{\varphi}} - \frac{(1+\varphi)}{(E/E_0)^2} \cdot \frac{d(E/E_0)}{d\dot{\varphi}} \right\} \quad (4.20)$$

erhält. Neben dem temperaturabhängigen E-Modul besitzen danach die  $\psi$ -Funktion und die Aufheizgeschwindigkeit (!) einen Einfluß auf die Kriechgeschwindigkeit. Unter Verwendung der in Abschnitt 4.2.3 angegebenen Kennwerte wurden die Verformungsgeschwindigkeiten von Leicht- und Normalbeton nach Gl. (4.20) berechnet, wobei eine mittlere Aufheizgeschwindigkeit von 2 K/min zugrunde gelegt wurde. Dieser Wert ist insbesondere deshalb gewählt worden, weil die auf Bild 33 dargestellten kritischen Betontemperaturen anhand von Versuchen gewonnen wurden, in denen die gleiche Aufheizgeschwindigkeit zur Anwendung kam. Damit wird erreicht, daß den im folgenden zu diskutierenden Versagenskriterien Versuchsergebnisse gegenübergestellt werden können, denen vergleichbare thermische Randbedingungen zugrunde liegen.



**Bild 33:** Kritische Betontemperaturen von Leicht- und Normalbeton

Auf den Bildern 34 und 35 sind die so berechneten Verformungsgeschwindigkeiten dargestellt: Beim Leichtbeton sind die Geschwindigkeiten unter  $300\text{ }^{\circ}\text{C}$  nahezu konstant und können für den Gebrauchslastfall mit rd.  $1 \cdot 10^{-4} [\% \text{ s}^{-1}]$  angegeben werden. Oberhalb  $300\text{ }^{\circ}\text{C}$  steigen diese Geschwindigkeiten jedoch rasch an, wobei Maximalwerte von  $7 \cdot 10^{-3} [\% \text{ s}^{-1}]$  erreicht werden. Demgegenüber weist der Normalbeton auch im unteren Temperaturbereich bereits eine Geschwindigkeitszunahme auf, wobei im gesamten Bereich die Verformungsgeschwindigkeiten des Leichtbetons bei gleicher Spannungsausnutzung deutlich übertroffen werden. Zwischen  $350\text{ }^{\circ}\text{C}$  und  $500\text{ }^{\circ}\text{C}$  kommt es dann zu einem überproportionalen Geschwindigkeitsanstieg - nach Gl. (4.20) eine direkte Folge der starken Abnahme des Elastizitätsmoduls des Normalbetons in diesem Temperaturgebiet. Danach stabilisieren sich die Geschwindigkeiten etwas. Sie steigen mit zunehmender Temperatur allerdings fortlaufend an, wobei Maximalwerte knapp unterhalb  $5 \cdot 10^{-3} [\% \text{ s}^{-1}]$  erreicht werden.

Das Parameterfeld der so ermittelten Verformungsgeschwindigkeiten wurde durch die experimentell ermittelten Versagensbereiche ergänzt. Dazu wurden aus Bild 33 die oberen und unteren Grenzen des für jede kritische Betontemperatur ermittelten Ausnutzungsgrades abgelesen und auf die Bilder 34 und 35 übertragen. Auf diese Weise erhält man die auf diesen Bildern jeweils schraffierten Versagensbereiche und die ihnen zuzuordnenden Versagensgeschwindigkeiten.

Grundsätzlich sind für Leichtbeton und Normalbeton somit 3 Versagensbereiche zu unterscheiden. Für die Versagensgeschwindigkeiten gibt es eine sog. Hochlage, eine Tieflage und ein mehr oder weniger langgestrecktes Übergangsbereich. In der Hochlage versagt der Beton bei einer Belastung mit weniger als 60 % seiner Kurzzeitfestigkeit, wobei die Versagenstemperaturen bei  $> 600\text{ }^{\circ}\text{C}$  (Leichtbeton) und  $> 500\text{ }^{\circ}\text{C}$  (Normalbeton) zu suchen sind. In der Tieflage versagen Leichtbetone bereits bei knapp 70 % ihrer Kurzzeitbruchlast zwischen  $100$  und  $350\text{ }^{\circ}\text{C}$ . Die vergleichbaren Werte für Normalbetone können mit 80 % und  $100$  bis  $300\text{ }^{\circ}\text{C}$  angegeben werden. Im erstgenannten Fall betragen die Verformungsgeschwindigkeiten  $3,5 \cdot 10^{-4} [\% \text{ s}^{-1}]$ , wohingegen im zweiten Fall  $6,0 \cdot 10^{-4} [\% \text{ s}^{-1}]$  erreicht werden; d. h. nach diesen Ergebnissen neigen Leichtbetone eher zum spröden Materialbruch als Normalbetone. Diese Beobachtung wird übrigens auch durch Verformungsmessungen an Leichtbeton bei  $20\text{ }^{\circ}\text{C}$  bestätigt.

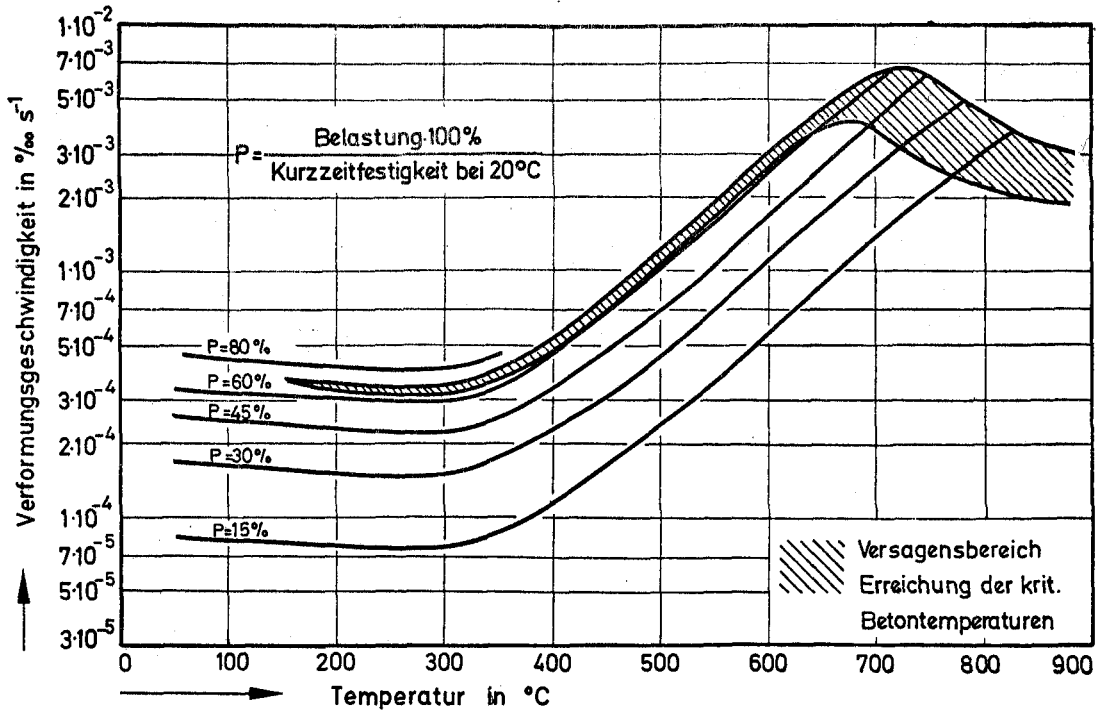


Bild 34: Geschwindigkeit der belastungsabhängigen Verformung von Leichtbeton bei Temperatureinwirkung

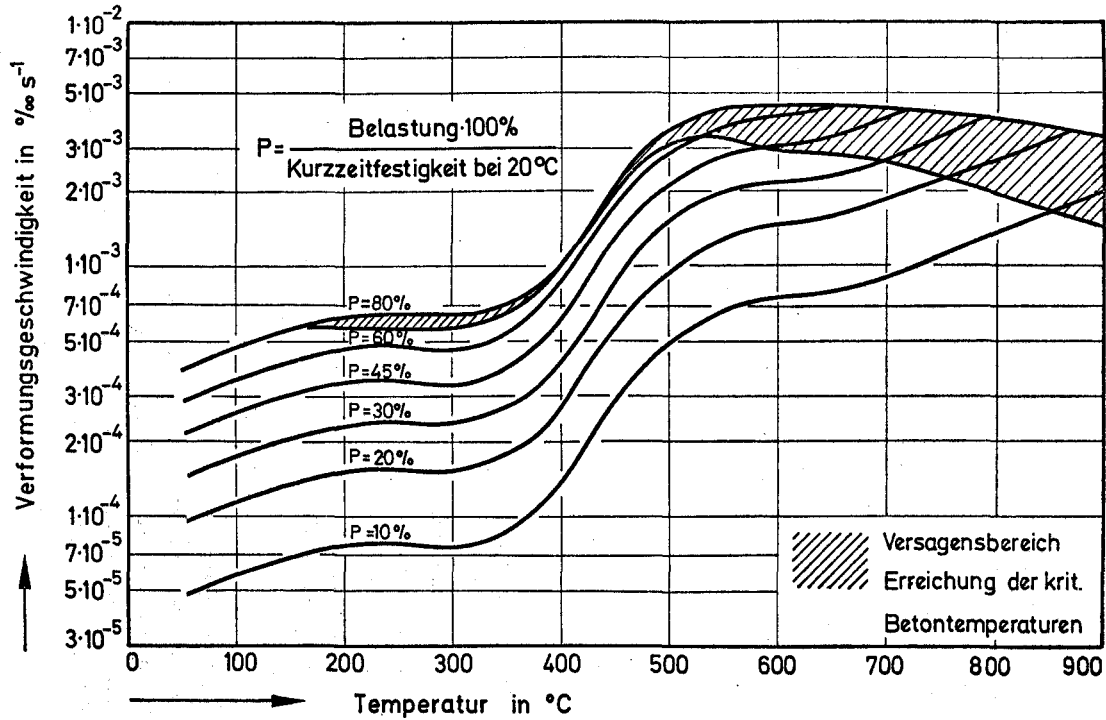


Bild 35: Geschwindigkeit der belastungsabhängigen Verformung von Normalbeton bei Temperatureinwirkung



#### 4.2.6. Diskussion und Beispiele

Im folgenden werden die vorstehend entwickelten theoretischen Überlegungen auf einige Beispiele angewandt, um die Zweckmäßigkeit und Anwendbarkeit der ermittelten Beziehungen zu überprüfen. Zunächst sollen Fälle diskutiert werden, bei denen die Betonproben während der Aufheizung einer kontinuierlichen Spannungsänderung unterliegen. Im Anschluß daran werden diskontinuierliche Spannungsänderungen untersucht.

Auf Bild 36 sind die gemessenen Verformungen <sup>+)</sup> einer mit 2 K/min aufgeheizten, unter veränderlicher Spannung stehenden Betonprobe den theoretischen Werten gegenübergestellt. Der Spannungsanstieg wurde im Versuch so gewählt, daß der ursprüngliche Ausnutzungsgrad des Betons von 15 % nach 6 h etwa 40 % beträgt. Das Bild zeigt nun, daß die theoretisch und experimentell ermittelten Verformungen im gesamten Temperaturbereich gut übereinstimmen. Selbst wenn man unterstellt, daß die Ablesegenauigkeit des Bildes nur bei 0,5 % liegt, kann man doch sagen, daß bis zu 620 °C zwischen Versuch und Rechnung nur geringe Unterschiede feststellbar sind.

Bei rd. 650 °C hat die Betonprobe im Versuch versagt. Da im vorliegenden Fall bewußt kein Bruchkriterium in das Rechenprogramm eingearbeitet worden war, um so Aufschluß über die absoluten (theoretischen) Verformungswerte zu gewinnen, steigen die Verformungen erwartungsgemäß ungehindert an. Sie erreichen schließlich einen Maximalwert von etwa 23 %. Die Verformungsgeschwindigkeit liegt zu diesem Zeitpunkt bei  $3,3 \cdot 10^{-2} [\% \text{ s}^{-1}]$ , also weit oberhalb des auf Bild 35 dargestellten kritischen Bereichs, d. h. der theoretische Versagenspunkt ist bereits überschritten.

Das zweite Beispiel (vergl. Bild 37) zeigt eine mit 2 K/min aufgeheizte Betonprobe, bei der nach anfänglicher kontinuierlicher Belastungszunahme von 10 auf 50 % der Kurzzeitbruchlast ein kontinuierlicher Lastrückgang vorgegeben wurde. Im Anschluß an diesen Versuch wurde die ursprüngliche Belastung von 10 % noch etwa 40 Minuten lang konstant aufrecht erhalten. Auch dieses Bild zeigt, daß das Rechenmodell die Meß-

---

+) Angegeben ist die Verformungsdifferenz  $\epsilon_{th} - \epsilon_{ges}$ , vergl. auch Bild 30.

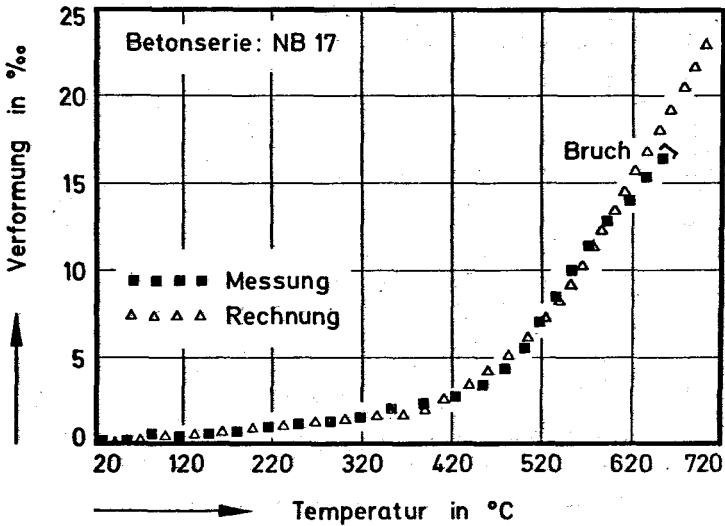
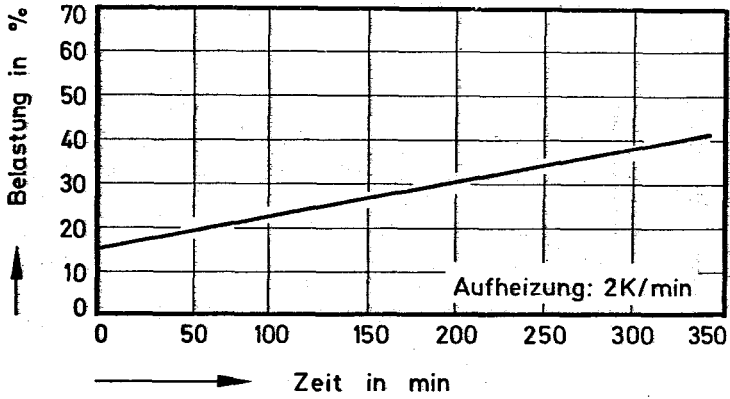


Bild 36: Gesamtverformung von Normalbeton unter veränderlicher Last und Temperatur

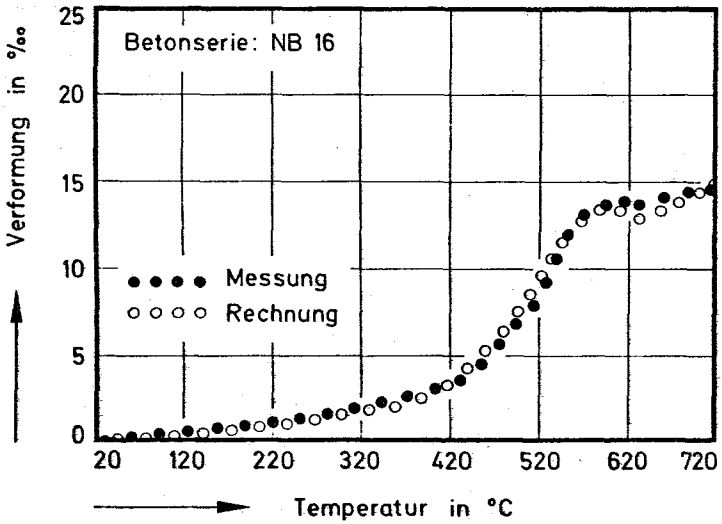
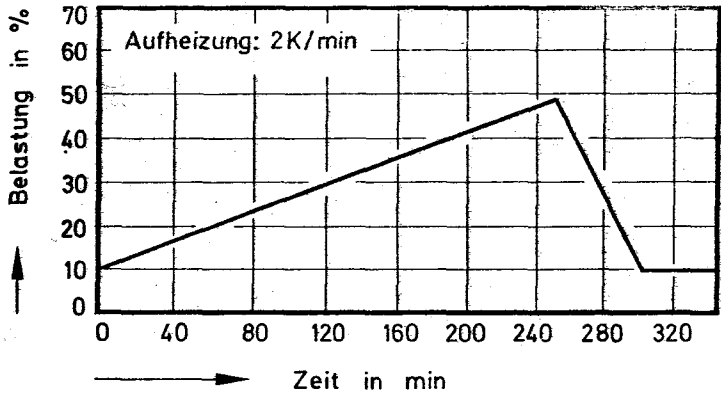
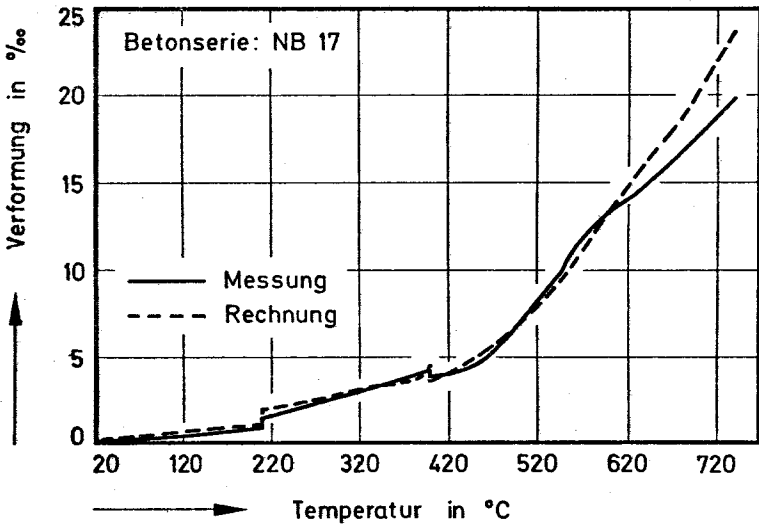
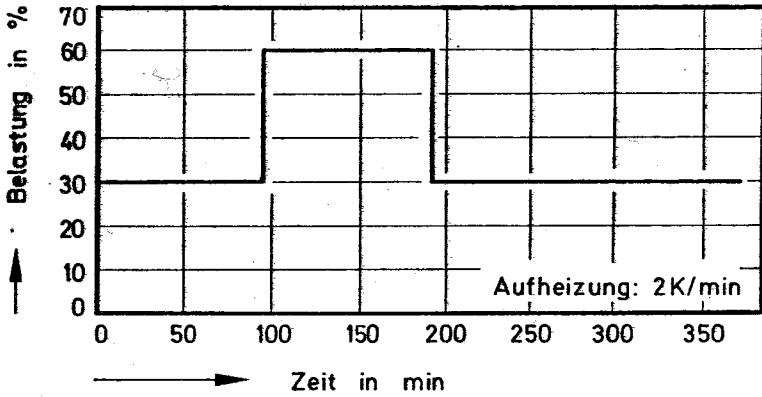


Bild 37: Gesamtverformung von Normalbeton unter veränderlicher Last und Temperatur

ergebnisse vergleichsweise gut wiedergibt. Abgesehen von der Tatsache, daß die vorliegende Darstellung eine sichere Abschätzung der Verformungen bis 220 °C kaum zuläßt (die elastische Anfangsverformung bei 20 °C liegt z. B. nur bei 0,1 %), geht aus dem Verlauf der theoretischen Kurve und den Meßwerten hervor, daß die Abweichungen auch im Hochtemperaturgebiet kaum mehr als 0,5 % betragen, wohingegen die absoluten Verformungen zwischen 10 und 15 % liegen.

Im dritten Beispiel (vergl. Bild 38) wird die diskontinuierliche Be- und Entlastung einer kontinuierlich aufgeheizten Betonprobe gezeigt. Die Probe wurde bei 200 °C von ursprünglich 30 % mit 60 % ihrer Kurzzeitbruchlast beansprucht. Bei 400 °C erfolgte eine Entlastung auf die Anfangsbelastung von 30 %, die dann bis 730 °C aufrecht gehalten wurde. Die Rechen- und Meßwerte zeigen durchweg eine gute Übereinstimmung. Erst oberhalb 620 °C treten größere Abweichungen zwischen Rechnung und Messung auf. Bei 720 °C wird die Verformung um 3 % überschätzt - der Beton ist hier allerdings kurz vor dem Versagen. Bild 38 zeigt weiterhin, daß die gemessenen elastischen Verformungen des Betons beim Be- und Entlasten kleiner sind als theoretisch vorhergesagt. Es wird in diesem Fall der Einfluß der Belastungsgeschichte auf das elastische Verhalten des Materials deutlich, ein Effekt, auf den in Abschnitt 4.1.3 (vergl. auch Bild 18) bereits hingewiesen wurde.

Als Ergänzung dazu wurde auch das Verformungsverhalten einer beheizten Betonprobe unter jeweils mehrstufiger Be- bzw. Entlastung untersucht. Ausgehend von einer 15 %igen Ausnutzung wurde die mechanische einachsige Druckbelastung der Probe in diskreten Stufen von jeweils 15 % auf maximal 60 % gesteigert. Bei 400 °C wurde die Maximallast wieder in Stufen von jeweils 15 % zurückgenommen. Die unter diesen Bedingungen gemessenen und berechneten Verformungen sind auf dem Bild 39 dargestellt. Die Übereinstimmung zwischen Messung und Rechnung ist gut. Auch in diesem Fall zeigt sich allerdings ein deutlicher Unterschied in den spontan elastischen Verformungen beim Be- bzw. Entlasten. Insbesondere der Sprung bei 650 °C weist auf eine starke Überschätzung der elastischen Verformungen im Rechenmodell hin. Im Prinzip zeigen die theoretischen und die gemessenen Kurven bis 750 °C jedoch die gleiche Tendenz. Bei einer Gesamtverformung von fast 20 % liegen die maximalen Unterschiede ungefähr bei 1 %.



**Bild 38:** Gesamtverformung von Normalbeton bei veränderlicher Temperatur und diskontinuierlicher Laständerung

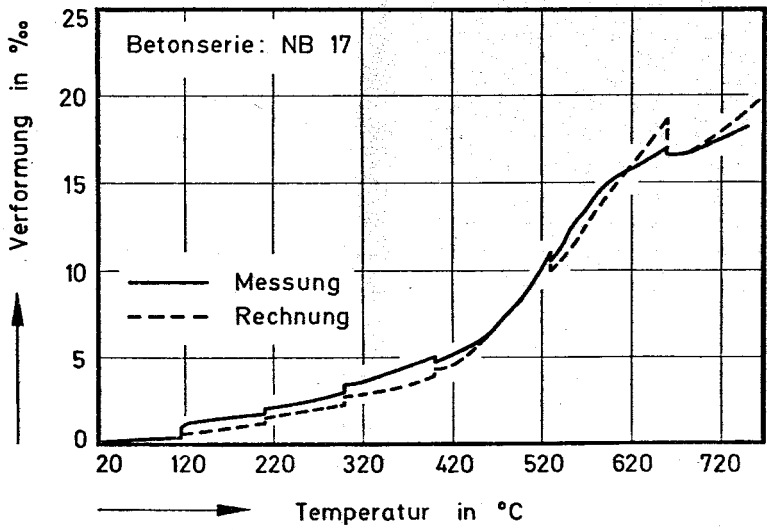
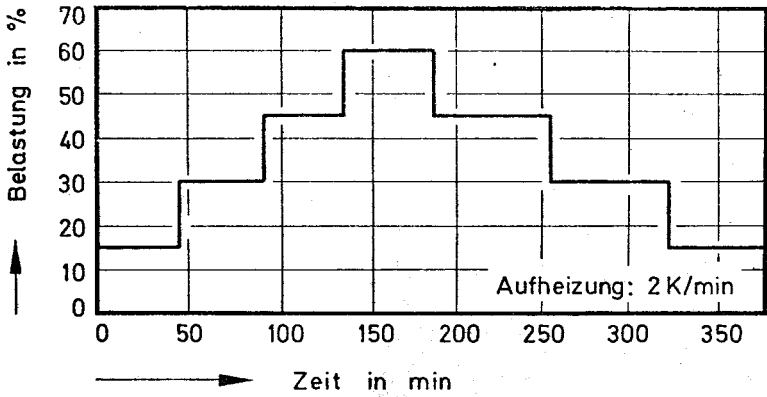


Bild 39: Gesamtverformung von Normalbeton bei veränderlicher Temperatur und diskontinuierlicher Laständerung

Insgesamt kann somit festgestellt werden, daß die in Abschnitt 4.2 angegebenen Materialgleichungen zur Beschreibung des Verformungsverhaltens von Normalbeton durchschnittlicher Zusammensetzung unter instationären ansteigenden Temperaturen geeignet sind. Die elastischen Eigenschaften können gemäß Bild 22 abgeschätzt werden. Das Kriechen wird gemäß Gl. (4.9) berücksichtigt. Die thermische Dehnung des Betons ist im vorliegenden Fall Bild 24 zu entnehmen. Die Verformungen sind bei zeitlich veränderlichen Spannungen gemäß Gl. (3.19) bzw. Gl. (3.23) oder Gl. (3.26) zu berechnen. Der dazugehörige Rechenaufwand ist vergleichsweise gering, die Benutzung einer Rechenanlage ist zu empfehlen, jedoch nicht unbedingt erforderlich.

Ein Vorteil der entwickelten Kriechformulierungen liegt offenbar darin, daß das hier angewandte einfache Superpositionsprinzip genügt, um auch vergleichsweise komplizierte Spannungsgeschichten zu beschreiben. Durch die besondere Definition der  $\Psi$ -Funktionen (vergl. Bild 23, 25 und 26) ist lediglich eine nahezu lineare Lastabhängigkeit des Kriechterms übriggeblieben, so daß die Gl. (3.19) bzw. Gl. (3.26) vollauf genügen, um die Gesamtverformungen des Betons unter veränderlicher Last und Temperatur zu beschreiben.

Leider ist es gegenwärtig noch nicht möglich, die Verformungen des Betons auch unter fallender Temperatur auf diese Weise zu bestimmen. In einem solchen Fall müssen einige zusätzliche Voraussetzungen beachtet werden. Nach den bisher vorliegenden Erkenntnissen und Erfahrungen kann man davon ausgehen, daß bei einer thermischen Abkühlung nach einer vorangegangenen Aufheizung

- die elastischen Verformungen des Betons im wesentlichen von der erreichten Maximaltemperatur abhängen,
- die zusätzlichen instationären Kriechverformungen sehr klein sind und möglicherweise vernachlässigt werden können und
- die thermische Dehnung des Betons im allgemeinen irreversibel ist, d. h. der Beton zeigt jeweils in Abhängigkeit von der erreichten Maximaltemperatur nach der Abkühlung auf Raumtemperatur bleibende Dehnungen oder Stauchungen.

Besonders der zuletzt genannte Punkt stellt für realistische Verformungsberechnungen ein entscheidendes Hindernis dar. Die Irreversibilität

der thermischen Dehnung hängt vergleichsweise stark von der gewählten Betonart, insbesondere jedoch von der jeweils verwendeten Zuschlagart ab, so daß generelle Angaben nicht möglich sind. Auf Bild 40 sind beispielsweise die bleibenden Verformungen von im Hochtemperaturdilatometer aufgeheizten und wieder abgekühlten Beton- und Mörtelproben <sup>+) in Abhängigkeit von der erreichten Maximaltemperaturaat</sup> angegeben. Man erkennt daran, daß bei den Normalbetonen bis zu Temperaturen von 300 bis 400 °C nach der Abkühlung auf 20 °C durchweg eine bleibende Stauchung der Proben eintritt. Die maximalen Stauchungen - im Prinzip weitgehend durch thermisches Schwinden des Betons verursacht - betragen etwa 0,5 %. Nach 'Durchfahren' höherer Temperaturen weisen die Proben dagegen bleibende Dehnungen auf! Die gemessenen Maximaldehnungen liegen um 8 %. Sie treten zwischen 700 und 800 °C auf. Oberhalb dieser Temperaturen gehen die Restdehnungen wieder zurück.

Die festgestellten bleibenden Stauchungen lassen sich wie angedeutet durch das Schwinden des Betons erklären. Es ist beruhigend zu sehen, daß die maximalen Schwindwerte weit unter 1,0 % liegen. Bei Temperaturen größer 300 °C treten im Beton dagegen offenbar Risse auf, die sich während der Abkühlung nicht mehr schließen können. Insbesondere im Bereich der  $\alpha$ + $\beta$ -Quarzumwandlung bei 573 °C des quarzitisches Betons scheint dies der Fall zu sein. Die irreversiblen Dehnungen weisen bei dieser Temperatur ein deutlich ausgeprägtes Maximum auf. Bei noch höheren Temperaturen gehen sie jedoch zunächst zurück und steigen schließlich wieder an. Bei Betonen mit calcitischen Zuschlägen wurde ein derart ausgeprägter Effekt nicht beobachtet, d. h. die bleibenden Dehnungen des Materials steigen oberhalb 300 °C kontinuierlich an, bei 900 °C deutet sich jedoch ebenfalls ein Rückgang der Restdehnungen an. Er wird möglicherweise durch das thermisch bedingte Schrumpfen des Kalksteins (s. Bild 27) verursacht.

Die beiden Mörtelproben mit Normsand (quarzitisches) weisen nach der Abkühlung im wesentlichen nur bleibende Stauchungen auf. Lediglich der Portlandzementmörtel kommt bei 600 und 700 °C etwas in den Bereich bleibender Dehnungen. Das Mörtelverhalten wird im Temperaturbereich von

---

+) Probenabmessungen:  $\varnothing = 19$  mm, Länge = 40 mm.  
Mörtelaufbau: 1 : 3 : 0,5.



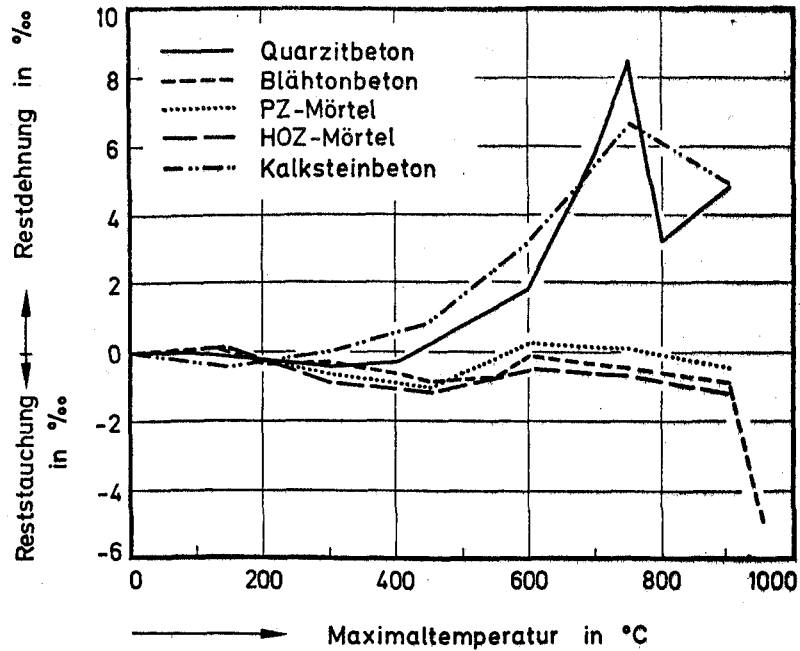


Bild 40: Bleibende Verformung von unbelasteten Mörtel- und Betonproben nach einmaliger Aufheizung und Abkühlung

von 20 bis 300 °C somit überwiegend durch Schwinden und darüber hinaus durch das auf Bild 27 dargestellte Schrumpfen des Zementsteins bestimmt.

Der untersuchte Leichtbeton weist in dem gesamten untersuchten Temperaturbereich ebenfalls nur bleibende Stauchungen auf. Die erreichten Maximalwerte liegen bei 1,0 %. Erst oberhalb 900 °C kommt es zu einem raschen Anstieg der Stauchungen, ein Effekt, der möglicherweise mit der bei hohen Temperaturen festgestellten Schrumpfung bestimmter Blähtonzuschläge in Verbindung steht (s. Bild 27).

Wenngleich diese Untersuchungsergebnisse nur einen ersten Überblick über die Irreversibilität der thermischen Verformungen von Beton und Mörtel geben können, so wird bereits jetzt schon deutlich, daß man der thermischen Dehnung bei Abkühlvorgängen oder bei zyklischer Beanspruchung generell besondere Beachtung schenken muß. Normalbetone mit quarzitischen und calcitischen Zuschlägen sind oberhalb 400 °C voraussichtlich kritischer zu beurteilen als Leichtbeton mit Blähtonzuschlag oder PZ- bzw. HOZ-Mörtel.

## 5. Relaxations- und Zwängungsprobleme

### 5.1. Relaxation von Beton unter hoher Temperatur

#### 5.1.1. Einführung

Zwingt man einem Material mit viskoelastischem Verhalten eine definierte Verformung auf und hält diese Verformung daran anschließend konstant, so wird die im Material induzierte Spannung  $\sigma_0$  mit der Zeit abgebaut, weil die elastischen Verformungen allmählich durch nichtelastische Verformungen substituiert werden. Dieser Vorgang der Spannungsabnahme infolge einer konstanten, aufgeprägten Verformung wird mit Spannungsrelaxation bezeichnet. Zur Beschreibung dieses Vorgangs dient die allgemeine Gleichung

$$\sigma(t, \tau) = \sigma(\tau) \cdot \{1 - \psi(t, \tau)\}, \quad (5.1)$$

wobei die Relaxationsfunktion  $\psi(t, \tau)$  wie die Kriechfunktion von der Zeit seit Belastungsbeginn und von den Eigenschaften des Materials bei der Belastung abhängt.

Aus versuchstechnischen Gründen wurde das Relaxationsverhalten von Leicht- und Normalbeton bisher nur wenig untersucht. Wegen der großen Bedeutung bei der Berechnung und Bemessung von Betontragwerken, insbesondere von Spannbetonbauwerken, kann auf das Studium des Relaxationsverhaltens von Beton jedoch nicht verzichtet werden. Insbesondere scheint es derzeit nicht möglich zu sein, nur aufgrund von Kriechuntersuchungen zu einer genauen Vorhersage des Relaxationsverhaltens von Beton zu gelangen.

Soweit das Hochtemperaturverhalten von Beton betroffen ist, kann davon ausgegangen werden, daß umfassende Relaxationsuntersuchungen auf diesem Gebiet gegenwärtig praktisch nicht vorliegen und in naher Zukunft auch nicht zu erwarten sind. Die Gründe dafür sind vor allem in den experimentellen Schwierigkeiten, mit denen solche Messungen verbunden sind, zu suchen. Aber auch die Tatsache, daß derartige Sonderprobleme bei Betonuntersuchungen bislang kaum Beachtung fanden, mag dazu beigetragen haben, daß diesem Problem bisher wenig Aufmerksamkeit geschenkt wurde. In dem folgenden Abschnitt werden die Ergebnisse von Relaxationsuntersuchungen an Leichtbeton mitgeteilt und diskutiert, die an Probekörpern der Betonserien LB5 und LB6 gewonnen wurden; d. h. die in Abschnitt 4.1.3 diskutierten Kriechuntersuchungen an Leichtbetonen sind mit den hier angegebenen Untersuchungsergebnissen direkt vergleichbar.

Insbesondere soll in diesem Zusammenhang auch die Frage untersucht werden, welche theoretischen Möglichkeiten bestehen, um im Hochtemperaturgebiet gewonnene Kriechwerte in Relaxationswerte umzurechnen. Dabei sollen bekannte Verfahren aus der Literatur angewendet werden. Vorzugsweise wird dabei auf solche Methoden und Verfahren zurückgegriffen, aus denen Lösungen in geschlossener Form gewonnen werden können. Dieses schien insofern wichtig, weil anhand numerischer Methoden in diesem Zusammenhang offenbar keine grundsätzlich neuen Erkenntnisse zu gewinnen sind.

#### 5.1.2. Relaxation von Beton bei hohen Temperaturen

Die vorliegenden Versuchswerte wurden - wie bereits erwähnt - an Betonproben der Versuchsserien LB5 und LB6<sup>+)</sup>  gewonnen. Alle Proben wurden vor Versuchsbeginn bei 105 °C bis zur Gewichtskonstanz getrocknet und

---

+) s. Anhang

anschließend geprüft, d. h. sie wurden mit 2 K/min auf die gewünschte Versuchstemperatur gebracht, etwa 3 h lang homogenisiert und dann innerhalb von 30 s mit 35 % ihrer Kurzzeitfestigkeit bei Raumtemperatur belastet. Die bei Erreichung dieser Belastung auftretende Verformung wurde im Anschluß daran über einen Zeitraum von 250 h konstant gehalten. Die infolge der Relaxation eintretende Spannungsabnahme in den Versuchsstücken wurde während dieser Zeitspanne über eine Kraftmeßdose kontinuierlich registriert.

Auf Bild 41 sind die unter diesen Versuchsbedingungen ermittelten Relaxationswerte des Leichtbetons dargestellt. Es wird deutlich, daß der wesentliche Teil der Spannungsrelaxation bereits in den ersten 20 Versuchsstunden abläuft. Auch oberhalb dieses Bereichs ist der Relaxationsverlauf immer durch eine degressive Relaxationsgeschwindigkeit gekennzeichnet, wobei nicht zweifelsfrei zu klären ist, ob der Relaxationsendwert gegen Null konvergiert. Zur Beantwortung dieser Frage waren Versuche mit wesentlich längeren Versuchsdauern erforderlich.

### 5.1.3. Theorie der Spannungsrelaxation unter hoher Temperatur

Alle Mechanismen, die als Ursache des Spannungsabfalls bei konstant gehaltener Verformung zu nennen wären, sind bei einem viskoelastischen Material gleichzeitig als Ursache der Verformungszunahme bei konstant gehaltener Spannung zu sehen.

Unter dieser Voraussetzung ist es somit prinzipiell möglich, die Spannungsrelaxation von Materialien aus den Kriecheigenschaften zu berechnen. Umgekehrt können die Abweichungen, die sich bei der Untersuchung bestimmter Materialien zwischen den Meßwerten und Versuchsergebnissen häufig ergeben, als ein Maß für die Richtigkeit der obigen Voraussetzung angesehen werden. Bei Materialien, die sich nur angenähert oder bereichsweise viskoelastisch verhalten, dürften derartige Umrechnungen zu mehr oder weniger großen Diskrepanzen führen.

Bei Verformungsuntersuchungen an Beton wurde, wie in Abschnitt 2 bereits erwähnt, vielfach auf die Theorie der linearen Viskoelastizität zurückgegriffen. Im einfachsten Fall ist das Relaxationsproblem gemäß

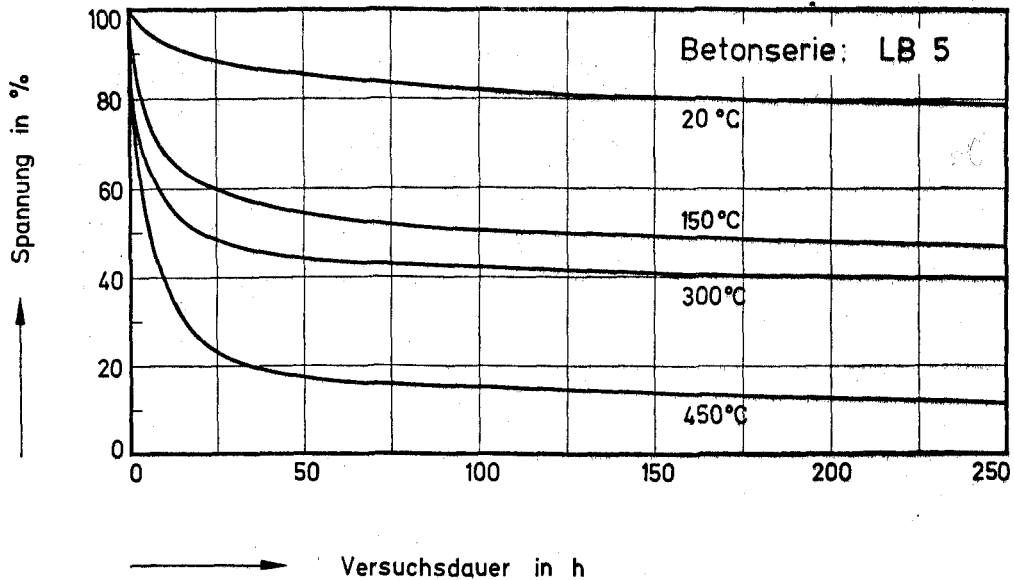


Bild 41: Relaxation von Leichtbeton mit Blähtonzuschlag bei hohen Temperaturen

Gl. (1.4) zu formulieren <sup>+)</sup> . Die Kriechverformungen sind, wie in Abschnitt 4.1 gezeigt wurde, im vorliegenden Fall durch ein Potenzgesetz anzunähern, so daß die Kriechgeschwindigkeit durch

$$\frac{d\epsilon_{kr}}{dt} = a \cdot b \cdot t^{b-1} \cdot \sigma \cdot E^{-1} \quad (5.2)$$

zu beschreiben ist. Dabei wird ein zeitunabhängiger Elastizitätsmodul vorausgesetzt.

Aus den Gl. (1.4) und (5.2) erhält man nach Trennung der Veränderlichen

$$\frac{d\sigma}{\sigma} = - a \cdot b \cdot t^{b-1} \cdot dt, \quad (5.3)$$

woraus sich nach der Integration mit der Anfangsbedingung  $t = 0 \rightarrow \sigma = \sigma_0$  die Beziehung

$$\frac{\sigma}{\sigma_0} = \exp(-a t^b) \quad (5.4)$$

ergibt, d. h. die gesuchte Relaxationsfunktion in Gl. (5.1) ist durch

$$\psi = 1 - \exp(-a t^b) \quad (5.5)$$

bestimmt.

Gl. (5.5) kann im vorliegenden Fall auf zwei Arten angewendet werden: Zunächst lassen sich unter Verwendung der bei Kriechversuchen gewonnenen Parameter  $a$  und  $b$  (vergl. Abschnitt 4.3.1, Bild 9) die gemessenen Relaxationswerte überprüfen. Daneben besteht die Möglichkeit, anhand der gemessenen Relaxationswerte eine Anpassung der Parameter  $a$  und  $b$  durch Regressionsanalyse vorzunehmen und diese Parameter mit den bei den Kriechversuchen gewonnenen Werten direkt zu vergleichen. Aus Gründen der Übersicht wird im folgenden der letztgenannte Weg beschritten.

Trägt man die Versuchswerte von Bild 41 in der Form  $-\ln(1 - \psi)$  über  $t$  auf, so erhält man die auf Bild 42 angegebene Darstellung, aus der sich die gesuchten Parameter gewinnen lassen. Die so ermittelten Werte sind in Tabelle 6 zusammen mit den für die Kriechversuche ermittelten

<sup>+)</sup>  siehe auch [18], insbesondere S. 23

Parametern angegeben. Weiterhin enthält die Tabelle den jeweiligen Korrelationskoeffizienten, der ein Maß für die Güte der Regression darstellt. Unter Berücksichtigung dieses Korrelationskoeffizienten sind alle Werte von a und b dann nochmals gemittelt (gewichteter Mittelwert), so daß man gewissermaßen für ein nunmehr verdoppeltes Datenkollektiv eine optimale Anpassung der Kriech- und Relaxationswerte erhält.

T a b e l l e 6

Parameter a und b der Relaxations- und Kriechfunktionen

Temperatur °C	Relaxation			Kriechen			gewichtetes Mittel	
	a	b	r <sup>2</sup>	a	b	r <sup>2</sup>	a	b
20	0,03	0,42	0,96	0,01	0,51	0,93	0,02	0,46
150	0,24	0,22	0,94	0,25	0,22	0,93	0,25	0,22
300	0,39	0,17	0,89	0,37	0,22	0,97	0,38	0,20
450	0,64	0,23	0,89	0,94	0,20	0,99	0,80	0,21

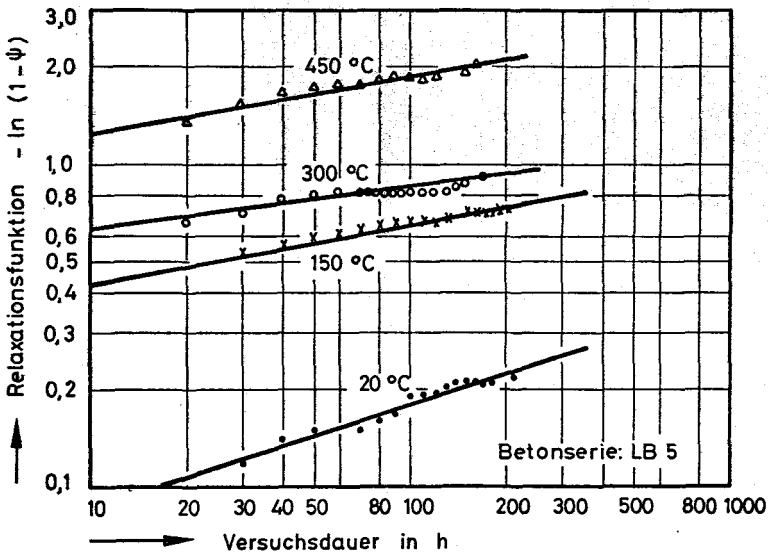


Bild 42: Regressionsanalyse der Relaxationswerte

Aus Tabelle 6 geht hervor, daß die angegebenen Kriech- bzw. Relaxationsfunktionen in allen Fällen mit einem Korrelationskoeffizienten um 0,9 wiedergegeben werden können. Insbesondere wird die im Abschnitt 4.1.3 nachgewiesene  $t^b$ -Beziehung, mit  $b \approx 0,2$  im Hochtemperaturgebiet, auch von den Relaxationsmessungen bestätigt. Dieses kann als zusätzlicher Beweis für die Zweckmäßigkeit der vorgeschlagenen Funktionstypen angesehen werden. Ein Nachteil der Relaxationsfunktion ist allerdings das Fehlen eines Grenzwertes; für  $t \rightarrow \infty$  wird  $\psi = 1$ , d. h. die Spannung  $\sigma_\infty$  strebt gegen Null.

Eine weitere Möglichkeit der Behandlung von Relaxations- und Kriechproblemen ist durch Anwendung einer integralen Formulierung gegeben. Wenn man folgende Definitionen einführt:

$$\varepsilon(t)/\varepsilon(0) = 1 + \varphi = \tilde{\varphi} \quad (5.6)$$

und

$$\sigma(t)/\sigma(0) = 1 - \psi = \tilde{\psi} \quad (5.7)$$

so gilt nach Hopkins [44]

$$\int_0^t \tilde{\varphi}(t - \tau) \cdot \tilde{\psi}(\tau) \cdot d\tau = t \quad (5.8)$$

oder entsprechend dem Faltungssatz

$$\int_0^t \tilde{\varphi}(\tau) \cdot \tilde{\psi}(t - \tau) \cdot d\tau = t \quad (5.9)$$

Differenziert man Gl. (5.8) nach der Zeit  $t$ , so ergibt sich

$$\tilde{\varphi}(0) \cdot \psi(t) + \int_0^t \frac{\partial \tilde{\varphi}(t - \tau)}{\partial t} \cdot \tilde{\psi}(\tau) \cdot d\tau = 1 \quad (5.10)$$

Mit Gl. (4.5) erhält man für

$$\frac{\partial \tilde{\varphi}(t - \tau)}{\partial t} = a \cdot b \cdot (t - \tau)^{b-1}, \quad (5.11)$$

so daß sich Gl. (5.10) in

$$\tilde{\psi}(t) = - \int_0^t a \cdot b \cdot (t - \tau)^{b-1} \cdot \tilde{\psi}(\tau) \cdot d\tau + 1 \quad (5.12)$$



überführen läßt, wobei  $\tilde{\varphi}(0) = 1$  gesetzt wurde. Gl. (5.12) ist eine Volterra'sche Integralgleichung 2. Art mit dem Kern

$$K(t - \tau) = a \cdot b \cdot (t - \tau)^{b-1} \quad (5.13)$$

Es läßt sich zeigen, daß Gl. (5.12) folgende allgemeine Lösung besitzt

$$\tilde{\psi}(t) = 1 + \sum_{\nu=1}^{\infty} (-1)^{\nu} \cdot K^{\nu} \quad (5.14)$$

Die Reihensumme der iterierten Kerne ist durch

$$\sum_{\nu=0}^{\infty} (-1)^{\nu+1} \cdot K^{\nu+1} = \sum_{\nu=0}^{\infty} (-1)^{\nu+1} \cdot \int_0^z K^{\nu}(z') \cdot K(z-z') \cdot dz' \quad (5.15)$$

definiert, worin  $z = t - \tau$  und  $z'$  eine neue Integrationsvariable bedeuten. Der  $\nu$ -te Kern besitzt gemäß Gl. (5.13) und (5.15) folgende Form

$$K^{\nu}(z) = a^{\nu} \cdot b^{\nu} \cdot z^{\nu b-1} \cdot B(b,b) \cdot B(2b,b) \dots B((\nu-1)b,b) \quad (5.16)$$

worin

$$B(\alpha, \beta) = \int_0^1 t^{\alpha-1} \cdot (1-t)^{\beta-1} \cdot dt = \frac{\Gamma(\alpha) \cdot \Gamma(\beta)}{\Gamma(\alpha+\beta)} \quad (5.17)$$

die Betafunktion darstellt. Aus Gl. (5.14) erhält man unter Verwendung von Gl. (5.15), (5.16) und (5.17) schließlich

$$\tilde{\psi}(t) = 1 + \int_0^t \sum_{\nu=0}^{\infty} (-1)^{\nu+1} \cdot a^{\nu+1} \cdot b^{\nu+1} \cdot \frac{\Gamma(b)^{\nu+1}}{\Gamma((\nu+1)b)} \cdot (t-\tau)^{(\nu+1)b-1} \cdot d\tau \quad (5.18)$$

woraus sich die Relaxationsfunktion

$$\tilde{\psi}(t) = 1 + \sum_{\nu=0}^{\infty} (-1)^{\nu+1} \cdot (a \cdot b)^{\nu+1} \cdot \frac{\Gamma(b)^{\nu+1} \cdot t^{(\nu+1)b}}{\Gamma((\nu+1)b) \cdot (\nu+1) \cdot b} \quad (5.19)$$

ergibt. Diese Funktion ist für die praktische Anwendung relativ unhandlich. Es läßt sich jedoch zeigen, daß für  $b \equiv 1$  eine Umformung möglich ist und (5.19) in

$$\tilde{\psi}(t) = e^{-at} \quad (5.20)$$

übergeht. Allerdings ist bekannt, daß das Relaxationsverhalten von Beton nur ganz grob durch Exponentialfunktionen dieser Art darstellbar ist; Gl. (5.20) hat somit nur eine theoretische Bedeutung, z. B. bei der Untersuchung der Konvergenz der angegebenen Reihe bzw. bei der numerischen Berechnung von Gl. (5.19). Zu beachten ist jedoch die formale Ähnlichkeit dieser Beziehung mit Gl. (5.4), die auf völlig andere Art gewonnen wurde.

Die beiden Relaxationsfunktionen nach Gl. (5.5) und (5.19) wurden dazu benutzt, um die Zuverlässigkeit der beiden unterschiedlichen Verfahren zu überprüfen und zu vergleichen. Dabei wurde davon ausgegangen, daß für das vorgegebene Material die gemessenen Kriechfunktionen vorliegen und die zugehörigen Relaxationsfunktionen anhand dieser Meßwerte zu bestimmen sind. Der Kriechverlauf wurde gemäß Gl. (4.4) und (4.5) angesetzt, wobei die in Tabelle 3 Spalte 5 und 6 angegebenen Kriechparameter zur Anwendung kamen. Unter diesen Annahmen wurden die gesuchten Relaxationsfunktionen  $\psi$  berechnet. Die Rechenergebnisse sind auf Bild 43 dargestellt. Dazu ist vorab noch folgendes zu bemerken: Die Auswertung von Gl. (5.19) bringt, wie sich leicht zeigen läßt, erhebliche Schwierigkeiten mit sich. Für große  $t$ - und  $a$ -Werte ist die Konvergenz der angegebenen Reihe so schlecht, daß selbst eine Computerberechnung mit doppelter Genauigkeit nicht mehr zu dem gewünschten Erfolg führt. Als Ursache dafür ist zu sehen, daß die alternierenden Reihenglieder bei bestimmten Parameterkombinationen rasch Werte  $> 10^{20}$  erreichen, die Reihe selbst aber im Intervall  $< 1, 0 >$  konvergiert. Eine Umordnung der Reihenglieder und andere vergleichbare Manipulationen können diesen Effekt nicht beseitigen.

Zur Berechnung der Relaxationsfunktion aus Gl. (5.8) bleiben somit nur wenige Möglichkeiten. Da Gl. (5.19) selbst die einzige Lösung der Integralgleichung darstellt, scheinen Versuche,  $\psi(t)$  durch Potenzreihen anzunähern, von vornherein nur wenig Aussicht auf Erfolg zu haben. Es bleibt allerdings die Möglichkeit, den Kern in Gl. (5.10) in eine Taylorreihe zu entwickeln, um dann die Integralgleichung in eine lineare Differentialgleichung zu überführen. Dabei treten allerdings folgende Schwierigkeiten auf: Wenn man den Kern für ein großes Intervall von  $t$  entwickelt, ist eine entsprechend hohe Ordnung in der Taylorreihe erforderlich. Die entsprechende Ordnung der Differentialgleichung steigt

aber mit Ordnung der Reihenglieder an, so daß man eine Lösung der Form

$$\tilde{\psi}(t) = \sum_{\nu=0}^{\infty} C_{\nu} \cdot e^{-\lambda_{\nu} \cdot t} \quad (5.21)$$

erhält, wobei  $\lambda_{\nu}$  aus

$$0 = a_0 + a_1 \cdot \lambda_1 + \dots + a_n \lambda^n \quad (5.22)$$

zu bestimmen ist.  $C_{\nu}$  läßt sich aus den Anfangswerten berechnen.

Bei einer Entwicklung des Kerns unter Berücksichtigung von nur zwei oder drei Taylorgliedern ist dagegen der Anwendungsbereich für  $t$  so begrenzt, daß man Gl. (5.21) und (5.22) nur dann sinnvoll einsetzen kann, wenn man von vornherein eine entsprechend große Anzahl von Intervallen  $\langle t_0, t_1 \rangle$ ,  $\langle t_1, t_2 \rangle \dots \langle t_{n-1}, t_n \rangle$  vorsieht. Für jedes Intervall dienen die Endwerte des vorhergehenden Intervalls dann als Eingangsgrößen zur Bestimmung der  $C_{\nu}$  (Anfangswertproblem). Insgesamt ist dieses Verfahren allerdings auch recht umständlich, weil der Rechenaufwand mit zunehmendem  $t$  rasch ansteigt.

Aufgrund der geschilderten Schwierigkeiten und nach umfangreichen Untersuchungen wurde deshalb entschieden, die Relaxationsfunktion numerisch zu berechnen. Ausgehend von der Integralgleichung (5.8) wurde ein Algorithmus entwickelt, aus dem sich  $\psi(t)$  bestimmen läßt. Ohne weiter auf die erforderlichen Ableitungen einzugehen, sei hier lediglich der Formalismus des angewandten Verfahrens mitgeteilt, vergleichbare Methoden sind im übrigen in der Literatur beschrieben [44]. Für die iterativ zu ermittelnde Relaxationsfunktion erhält man aus Gl. (4.4), (4.5) und (5.8) folgende Beziehung

$$\tilde{\psi}_{n+1/2} = \frac{n+1 - \sum_{i=0}^{n-1} \psi_{i+1/2} \left[ 1 + \frac{a}{b+1} \cdot \Delta t^b \left( (n+1-i)^{b+1} - (n-i)^{b+1} \right) \right]}{1 + \frac{a}{b+1} \cdot \Delta t^b} \quad (5.23)$$

Der Anfangswert ist durch

$$\tilde{\psi}_{1/2} = \frac{1}{1 + \frac{a}{b+1} \cdot \Delta t^b} \quad (5.24)$$

definiert, und man erkennt sofort, daß für  $a \approx 0,5$  und  $b \approx 0,2$  eine relativ kleine Schrittweite  $\Delta t$  vorzugeben ist, um für kleine  $t$ -Werte, d. h. im Anfangsbereich, hinreichend genaue Werte zu erhalten.

Auf Bild 43 sind neben den unter Verwendung der aus Kriechmessungen gewonnenen Parameter  $a$  und  $b$  bestimmten Rechenwerten die für diesen Beton experimentell ermittelten Relaxationswerte angegeben. Man erkennt nun folgende Eigenschaften der Relaxationsfunktionen. Die Funktionen nach Gl. (5.5) geben die Meßwerte in dem untersuchten Intervall ungefähr richtig wieder, allerdings werden die Meßwerte, abgesehen von den Werten, die bei  $20^\circ\text{C}$  ermittelt wurden, durchweg überschätzt. Nach längeren Versuchsdauern wird diese Überbewertung der Relaxation besonders deutlich, die Steigung der theoretischen Kurven ist deutlich größer als die der gemessenen Werte. Demgegenüber führt die Relaxationsfunktion gemäß Gl. (5.19) bei allen Temperaturen zu einer deutlichen Unterschätzung

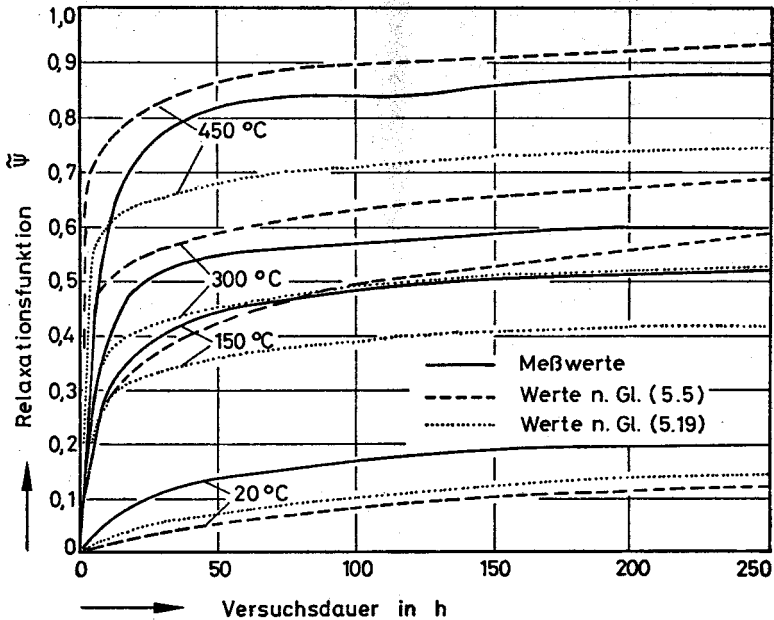


Bild 43: Vergleich der gemessenen und berechneten Relaxationsfunktionen

zung des Relaxationsvermögens des untersuchten Materials. Allerdings ist erkennbar, daß die Kurvenverläufe in diesem Fall gegenüber den gemessenen Verläufen eine größere Ähnlichkeit aufweisen. Nach einer raschen Relaxationsphase in den ersten 20 Versuchsstunden verlaufen die Werte nahezu parallel zur Abzisse, wobei die Relaxationsgeschwindigkeit praktisch den Meßwerten entspricht. Unvermeidbare Fehler in Relaxationsberechnungen dieser Art treten grundsätzlich jedoch durch die nur teilweise gültigen Superpositionsprinzipien auf.

Bezüglich der feststellbaren prinzipiellen Unterschiede zwischen Meß- und Rechenergebnissen sei hier mit Nachdruck auch auf die besonderen versuchstechnischen Schwierigkeiten hingewiesen. Bei einem solchen Vergleich sollte man immer beachten, daß es außerordentlich schwer ist, Kriechverformungen bzw. Spannungsrelaxationen unmittelbar nach Aufbringen der Last zu messen. Schon bei Raumtemperatur sind dazu erhebliche experimentelle Anstrengungen erforderlich. Da sich nun aber gerade im Anfangsstadium der Messung die entsprechenden Werte besonders rasch ändern, sind die dadurch bedingten Meßfehler im allgemeinen nicht mehr zu vernachlässigen. Es ist daher äußerst schwierig, die zur Überprüfung von theoretischen Ansätzen erforderlichen Messungen und Meßergebnisse mit ausreichender Genauigkeit zu ermitteln.

Eine im Mittel beste Wiedergabe des Kriechens und der Relaxation erhält man übrigens, wenn man auf die Werte der Spalten 8 und 9 in Tabelle 6 zurückgreift. Durch Zusammenfassung aller gemessenen Kriech- und Relaxationswerte hat sich das zugrunde liegende Datenkollektiv verdoppelt, so daß die auf diese Weise ermittelten Parameter als für diesen Beton repräsentativ angesehen werden müssen. Auf eine zeichnerische Darstellung dieser Werte wird jedoch verzichtet, weil darin keine grundsätzlich neuen Informationen enthalten sind.

Ein entsprechender Satz von Kriech- und Relaxationsdaten für Normalbeton steht derzeit noch nicht zur Verfügung. Im Rahmen zukünftiger Arbeiten des SFB 148 sollen jedoch auch solche Werte experimentell bestimmt werden. Hinsichtlich der theoretischen Zusammenhänge sind grundsätzlich neue Erkenntnisse jedoch kaum zu erwarten. Die hier aufgezeigten Methoden dürften im allgemeinen ausreichen, um die Relaxationsvorgänge bei Beton mit einer für praktische Fälle ausreichenden Genauigkeit zu beschreiben.

## 5.2. Zwangskräfte in dehnungsbehinderten Betonproben bei Temperaturerhöhung

### 5.2.1. Aufgabenstellung

Das in Abschnitt 5.1 behandelte Relaxationsproblem ist im Fall einer instationären Temperatureinwirkung in seiner klassischen Formulierung praktisch nicht anwendbar, weil in einem solchen Fall ein zusätzlicher Verformungsterm, nämlich die thermische Ausdehnung des Materials, auftritt, so daß die mathematische Beschreibung gemäß Gl. (1.5) vorzunehmen ist. Da in der Praxis in Stahlbetonbauteilen häufig mit Zwangskräften zu rechnen ist, liegt es nahe zu versuchen, die in Abschnitt 4.2 angegebenen Materialgleichungen auf dieses Problem anzuwenden. Eine solche Untersuchung würde gleichzeitig darüber Aufschluß geben, ob im instationären Temperaturfall zwischen dem Übergangskriechen und der Zwangskraftentwicklung ein ähnlich enger Zusammenhang besteht wie zwischen Kriechen und Relaxation im stationären Fall.

Im folgenden werden zunächst die theoretischen Grundlagen des Zwängungsproblems erläutert. Im Anschluß daran erfolgt ein Vergleich der theoretischen und experimentellen Ergebnisse. Es werden sowohl Leichtbeton als auch Normalbeton betrachtet, weil schon aufgrund ihres unterschiedlichen Ausdehnungsverhaltens mit deutlichen Unterschieden zu rechnen ist.

### 5.2.2. Grundlagen des Zwängungsproblems

Im Fall einer vollständigen Dehnungsbehinderung von unter Temperatureinwirkung stehenden Materialien mit positiven Ausdehnungskoeffizienten stehen die thermischen Verformungsgeschwindigkeiten des Materials mit den elastischen und nichtelastischen Formänderungsgeschwindigkeiten im Gleichgewicht, so daß im einfachsten Fall eine differentielle Formulierung des Problems gemäß Gl. (1.5) möglich ist. Um diesen kinematischen Gleichgewichtszustand während einer Aufheizung aufrecht zu erhalten, ist im allgemeinen eine Erhöhung der anfänglichen Betonspannungen nötig. Dadurch werden im Material frühzeitig, d. h. auch schon bei relativ geringen Temperaturerhöhungen, Kriechvorgänge aktiviert. Anhand von Überschlagsrechnungen läßt sich zeigen, daß die thermisch bedingte Abnahme der Elastizität allein nicht ausreicht, um die erforder-

derliche Kompensation der thermischen Ausdehnungen herbeizuführen. An der Zwangskraftentwicklung ist somit neben der thermischen Ausdehnung auch das Kriechverhalten des Materials beteiligt. Im folgenden wird u. a. auch die Frage zu klären sein, welche von den beiden genannten Einflußgrößen überwiegend zur Zwangskraftentwicklung beiträgt und welchen Einfluß der Elastizitätsmodul besitzt.

Für die thermische Ausdehnungsgeschwindigkeit gemäß Gl. (1.5) läßt sich im allgemeinen schreiben

$$\dot{\epsilon}_{th} = (\alpha \cdot \Delta \dot{\theta}) = \dot{\alpha} \cdot \Delta \theta + \alpha \cdot \Delta \dot{\theta}, \quad (5.25)$$

woraus sich für den Sonderfall einer linearen Aufheizung des Materials

$$\dot{\epsilon}_{th} = w \cdot (\alpha + \dot{\alpha} \cdot t) \quad (5.26)$$

ergibt. Die belastungsabhängigen Verformungsgeschwindigkeiten sind gemäß Gl. (4.9) durch

$$\dot{\epsilon}_{el} + \dot{\epsilon}_{kr} = \dot{\sigma}/E(t) + \sigma \cdot \frac{\partial}{\partial t} [\Psi(t)/E(t)]_{\sigma} \quad (5.27)$$

gegeben, so daß man insgesamt die Beziehung

$$\dot{\sigma} = \sigma \cdot R(t) + Q(t) \quad (5.28)$$

erhält, worin als Relaxationsfunktion

$$R(t) = - E(t) \cdot \frac{\partial}{\partial t} [\Psi(t)/E(t)]_{\sigma} \quad (5.29)$$

und als thermische Belastungsfunktion

$$Q(t) = E(t) \cdot \dot{\epsilon}_{th} \quad (5.30)$$

enthalten sind. Die lineare Differentialgleichung erster Ordnung (5.28) läßt sich durch Variation der Konstanten direkt integrieren. Mit  $t = t_0 = 0 \rightarrow \sigma = \sigma_0$  erhält man nach der Integration schließlich

$$\sigma(t) = [\sigma_0 + \int_0^t Q(t) \cdot \exp(-\int_0^t R(t) \cdot dt) \cdot dt] \cdot \exp(\int_0^t R(t) \cdot dt) \quad (5.31)$$

Die thermische Dehnung - in Gl. (5.31) durch  $Q(t)$  repräsentiert, ist danach wesentlich an der Zwangskraftentwicklung beteiligt. Die exponentielle Einbeziehung von  $R(t)$  in die Lösung der Gl. (5.28) deutet auf einen relativ starken Kriecheinfluß hin, so daß es schwierig ist, anhand der analytischen Beziehung die Haupteinflüsse vorweg voneinander zu trennen.

Die Lösungsfunktion (5.31) für  $\sigma(t)$  ist in der Anwendung relativ unhandlich. Nach Einsetzung der in den vorstehenden Abschnitten beschriebenen Kriechfunktionen, Elastizitätsbeziehungen und thermischen Ausdehnungen von Leicht- bzw. Normalbeton ergeben sich teilweise Integrale, die nicht mehr geschlossen lösbar sind. Zur Ermittlung des Zwangskraftverlaufs empfiehlt sich somit die Anwendung geeigneter numerischer Methoden. Die im folgenden Abschnitt gezeigten Rechenergebnisse wurden deshalb nicht durch Lösung der Einzelintegrale, sondern numerisch gewonnen (s. Abschnitt 5.2.3).

### 5.2.3. Zwangskräfte bei Leicht- und Normalbeton

Für die hier untersuchten Betonarten liegen umfangreiche Zwangskraftuntersuchungen vor [30], und es bot sich an, den Meßergebnissen entsprechende Ergebnisse aus Vergleichsrechnungen gegenüberzustellen. Zunächst wurden die Zwangskräfte von dehnungsbehinderten Leichtbetonproben, die mit 2 K/min aufgeheizt wurden (LB4, s. Anhang), berechnet. Die in die Berechnung eingeführten Materialgleichungen gemäß Abb. 21, 24 und 29 wurden in Gl. (5.28) eingesetzt. Anschließend wurde die Gl. numerisch gelöst, wobei eine explizite Lösungsprozedur (Runge-Kutta-Verfahren) zur Anwendung kam. Diese Methode dürfte allgemein bekannt sein, so daß hier nur die Rechenergebnisse mitgeteilt werden.

Auf Bild 44 ist beispielsweise der für einen Blähtonbeton berechnete Zwangskraftverlauf den vorliegenden Messungen (vergl. auch [30], S. B 3-52) gegenübergestellt. Man sieht deutlich, daß die Berechnung sowohl qualitativ als auch quantitativ die Meßergebnisse ausgesprochen gut wiedergibt. Unter den hier gewählten Randbedingungen ergibt sich offenbar ein relativ rascher Aufbau der Zwangskräfte, der bis zu Temperaturen von 150 °C anhält. Danach gehen die Zwangskräfte jedoch wieder zurück und steigen bis 400 °C erneut an, wobei der 100 °C-Wert ungefähr wieder erreicht wird. Dieses Verhalten ist bei allen Zwängungs-



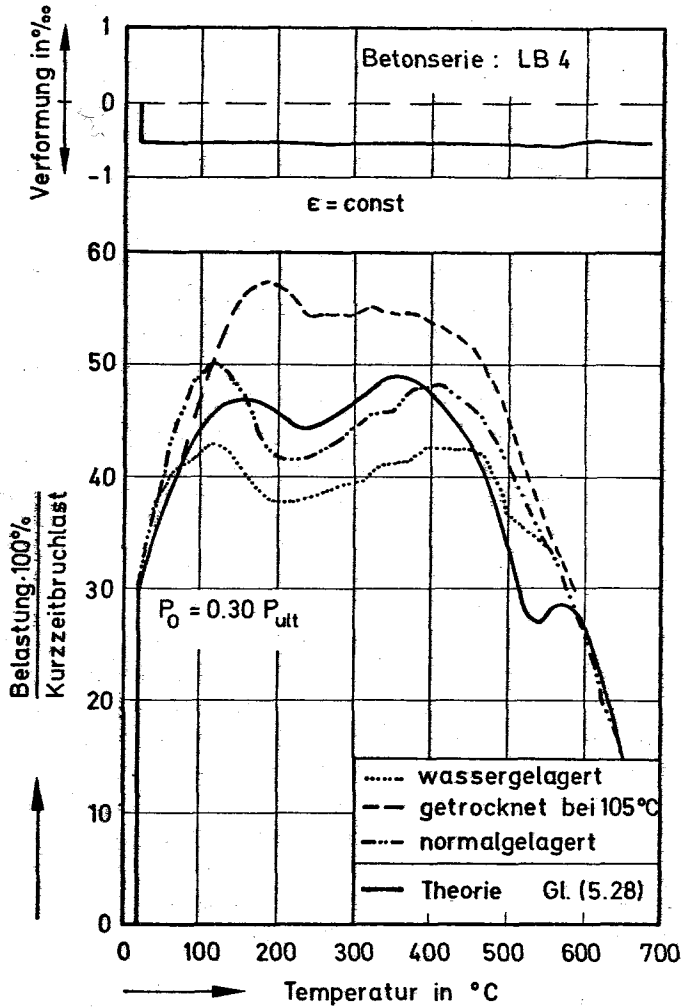


Bild 44: Zwangskraftverlauf eines mit 30 % der Bruchlast vorbelasteten Leichtbetons unter Temperatureinwirkung

untersuchungen an Leichtbeton nachgewiesen worden und kann als materialtypisch angesehen werden. Auffällig ist daran insbesondere der Rückgang der Zwängungen bei 200 °C, der ehestens durch einen mit der Materialaustrocknung verknüpften Schwindvorgang zu erklären ist.

Bei Normalbeton treten vergleichbare Phänomene auf. Bild 45 zeigt typische Meß- und Rechenwerte der Zwangskräfte von Normalbeton (VRO4, s. Anhang). Obwohl die Rechenwerte im Anfangsbereich an der oberen Grenze der Meßwerte liegen, kann auch hier im großen und ganzen von einer guten Übereinstimmung zwischen Theorie und Experiment gesprochen werden. Insbesondere sei in diesem Zusammenhang auch auf das Plateau der Zwangskräfte bei Temperaturen knapp oberhalb 500 °C hingewiesen. Dieser Effekt wurde bei den durchgeführten Hochtemperaturexperimenten mehrfach beobachtet und läßt sich durch die spontane Volumenzunahme des Materials bei der Umwandlung des Tiefquarzes in den Hochquarz bei 573 °C erklären. Die Quarzumwandlung zeigt sich deutlich in der thermischen Ausdehnung des untersuchten Betons (s. Bild 24). Obwohl die theoretischen Werte des Plateaus eher bei 520 als bei 570 °C liegen, sei hier erwähnt, daß nach unserer Kenntnis bisher keine Verformungstheorie über das Hochtemperaturverhalten von Beton veröffentlicht wurde, in der die Quarzumwandlung der Zuschlagphase in dieser vergleichsweise ausgeprägten Art und Weise sichtbar gemacht werden kann. Die rechnerische Wiedergabe der experimentell festgestellten Oszillationen in den Zwangskraftverläufen ist als Beweis für die Zuverlässigkeit und Anwendbarkeit der theoretischen Ansätze anzusehen.

Die Bilder 44 und 45 zeigen weiterhin, daß die theoretischen Werte ehestens mit solchen Meßwerten übereinstimmen, die an normalgelagerten Betonproben (20 °C, 65 % r. F.) gewonnen wurden. Bei extremen Lagerungsbedingungen tritt eine Erhöhung ("trockene" Betone) bzw. Erniedrigung ("nasse" Betone) der Zwangskräfte ein, wobei bei Temperaturen < 300 °C die größten Unterschiede in den Zwängungen zu beobachten sind. Durch differenzierte (feuchtigkeitsabhängige)  $\varphi$ -Funktionen könnten diese Effekte zwar berücksichtigt werden, im Hinblick auf die Praxis scheint dieses allerdings nicht erforderlich zu sein.

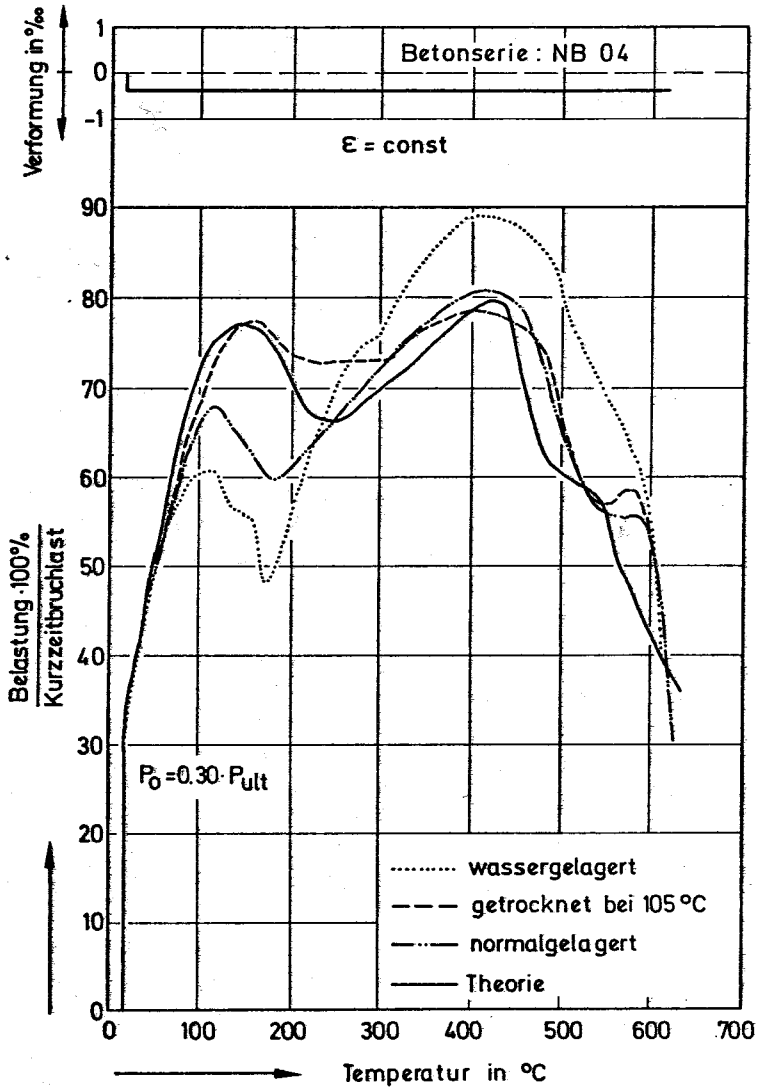


Bild 45: Zwangskraftverlauf eines mit 30 % der Bruchlast vorbelasteten Normalbetons unter Temperatureinwirkung

Auf Bild 46 sind Meß- und Rechenwerte von Blähtonbeton mit 15 % und 45 % Vorbelastung dargestellt. Bild 47 enthält die entsprechenden Vergleichswerte für Normalbeton. Da in beiden Fällen keine experimentellen Werte vorliegen, die bei 45 % Vorbelastung gewonnen wurden, können die angegebenen theoretischen Werte nur einen ersten Anhalt über den Einfluß der Vorbelastung geben. Es deutet sich jedoch an, daß dieser bei hohen Temperaturen relativ gering ist. Dazu wäre zu bemerken, daß dieses im Grunde nicht überrascht - infolge der sukzessiven Entwässerung bzw. Dehydratation des Materials wird der vor Beginn der Temperatureinwirkung vorliegende Materialzustand sehr stark verändert, so daß die ursprüngliche Ausgangssituation möglicherweise keinen spezifischen Einfluß mehr

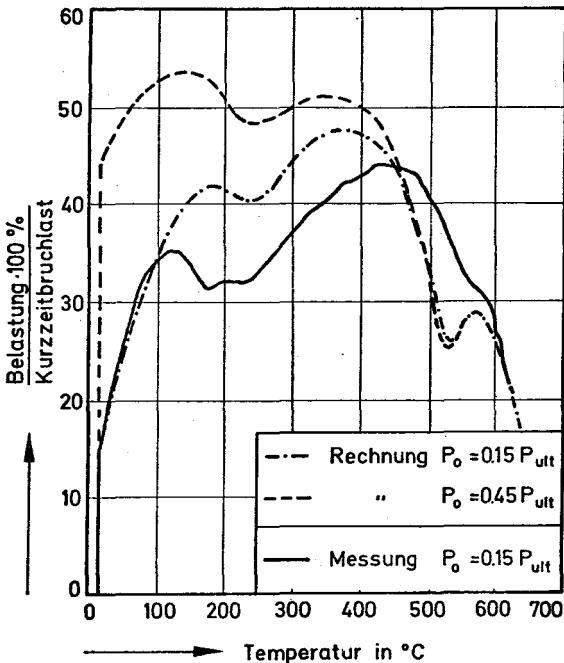
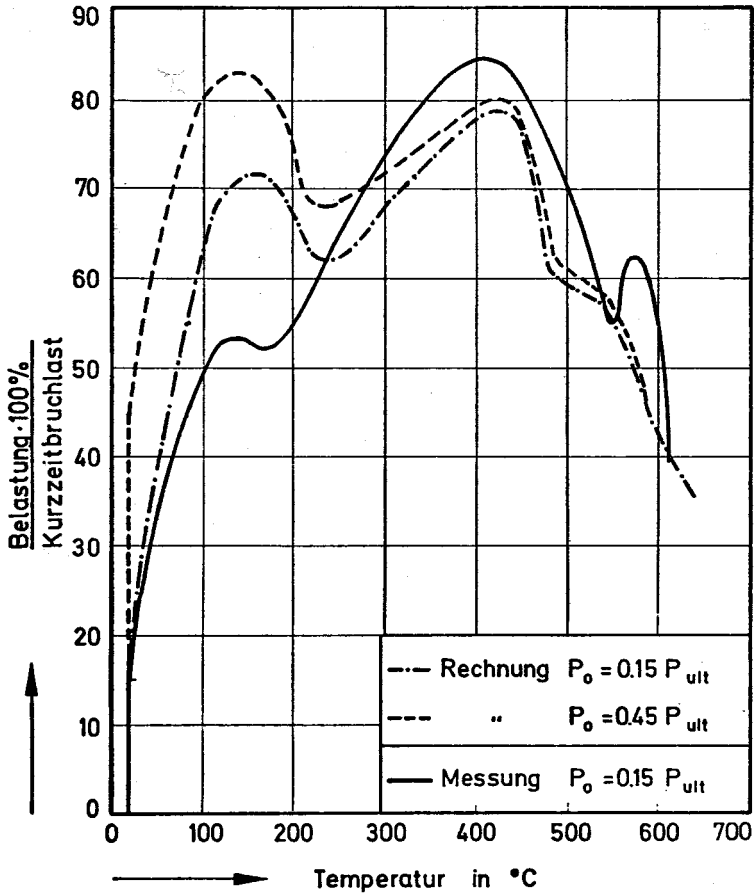


Bild 46: Zwangskraftverlauf von verschiedenartig vorbelastetem Leichtbeton unter Temperatureinwirkung



**Bild 47:** Zwangskraftverlauf von verschiedenartig vorbelastetem Normalbeton unter Temperatureinwirkung

auf das Materialverhalten im Hochtemperaturgebiet besitzt, d. h. infolge der relativ großen Materialschädigungen aufgrund der Zwängungs- und Temperatureinwirkung ist es voraussichtlich egal, ob das Material durch die Höhe der Vorlast bei 20 °C zusätzlich geringfügig geschädigt war.

Die Einflüsse willkürlicher Veränderungen in den vorgegebenen Materialgleichungen auf die Zwangskraftentwicklung wurde anhand einer Parameterstudie rechnerisch untersucht. Im Prinzip haben sich dabei zwischen Leicht- und Normalbeton keine grundsätzlichen Unterschiede ergeben. Die wichtigsten Ergebnisse dieser Studie werden im folgenden diskutiert.

Einen relativ großen Einfluß auf die Zwangskraftverläufe besitzen die Temperaturfunktionen der Elastizitätsmoduln. Wie auf den vorhergehenden Bildern gezeigt wurde, fallen in allen Berechnungen die Zwangskräfte oberhalb  $450^{\circ}\text{C}$  relativ rasch ab, wohingegen der Steilabfall in den Meßwerten bei  $500^{\circ}\text{C}$  zu finden ist. Dieser Effekt läßt sich u. a. durch den jeweils angenommenen Temperaturverlauf des E-Moduls erklären, worin ebenfalls ein solcher Steilabfall enthalten ist (vergl. Bild 21 und 22). Die Rechenergebnisse deuten darauf hin, daß die Elastizität der hier diskutierten Betone im Hochtemperaturgebiet von den angegebenen Beziehungen geringfügig unterschätzt wird, d. h. der Steilabfall ist 20 bis  $50^{\circ}\text{C}$  zu früh angenommen. Solche Feinheiten können naturgemäß nur anhand umfangreicher Versuchsserien sichtbar werden, und es zeigt sich hier ganz deutlich, daß es wenig Zweck hat, Materialbeziehungen zu formulieren, die sich auf eine zu geringe Anzahl von Meßwerten abstützen oder gar durch Extrapolationen gewonnen wurden.

Der Einfluß der Kriechfunktion auf den Zwangskraftverlauf wurde durch eine willkürliche Erhöhung bzw. Erniedrigung der Kriechwerte um 20 % untersucht. Auf Bild 48 sind die Untersuchungsergebnisse dargestellt. Es wird deutlich, daß der Kriecheinfluß besonders im mittleren Temperaturbereich ausgeprägt in Erscheinung tritt. Der charakteristische Zwangskraftverlauf bleibt davon jedoch unberührt.

Bei Veränderung der thermischen Ausdehnung des Materials kommt man zu ähnlichen Ergebnissen. Nach Erhöhung der Materialdehnungen um 20 % ( $F_Q = 1,2$ ) ergibt sich eine deutliche Zunahme in den Zwangskräften. Diese übertreffen offenbar auch diejenigen Kräfte, die dann entstehen, wenn bei festgehaltenen Dehnwerten die Kriechwerte um 20 % ( $F_R = 1/1,2$ ) abgemindert werden, d. h. insgesamt gesehen ist der Einfluß der thermischen Ausdehnung des Materials auf den Zwangskraftverlauf dominierend. Oberhalb  $500^{\circ}\text{C}$  scheinen sich diese Verhältnisse allerdings umzukehren,

was vermutlich auch auf den raschen Abbau der Elastizität des Materials zurückzuführen ist.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß der angegebene Formalismus sehr empfindlich auf irgendwelche willkürlichen Eingriffe in den vorgegebenen Materialgleichungen reagiert. Bereits geringfügige Veränderungen der vormem diskutierten Parameter können erhebliche Auswirkungen haben. Insoweit dürfte eine Übertragung der vorliegenden Daten auf Betone mit anderem Mischungsaufbau - wobei vermutlich vor allem der Zuschlag eine Rolle spielt - so lange außer Betracht bleiben, bis auch für solche Betone entsprechende Kennwerte vorliegen. Sofern solche Kennwerte jedoch bekannt sind, wird man bei der Anwendung des Verfahrens auch zu entsprechend guten Ergebnissen gelangen.

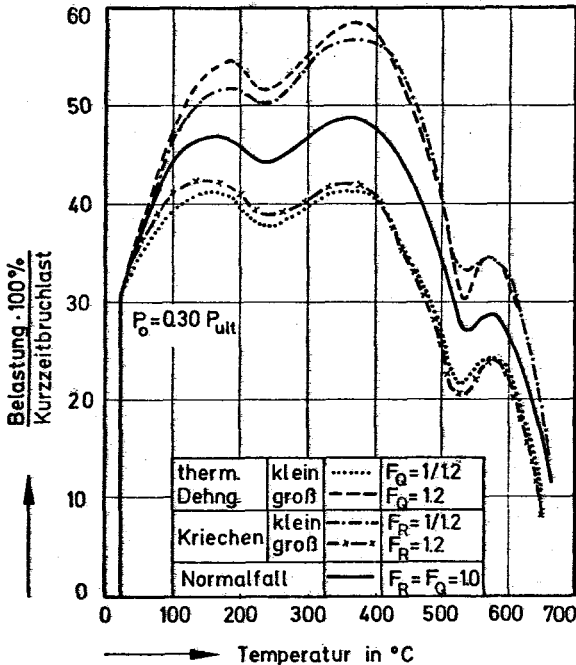


Bild 48: Einfluß der Kriechfunktion und der thermischen Ausdehnung auf den Zwangskraftverlauf bei Leichtbeton

## 6. Schlußbetrachtung und Folgerungen

Das Hochtemperaturverhalten von Beton ist außerordentlich komplex und einer allgemeinen Beschreibung kaum zugänglich. Schwierigkeiten entstehen vor allem dann, wenn der Beton nicht ständig der Temperatureinwirkung unterliegt, sondern erst im Zuge einer nichtplanmäßigen Störfallbeanspruchung aufgeheizt wird. In einem solchen Fall unterliegt das Material einem instationären Wärme- und Stofftransportvorgang. Diese Transportvorgänge sind mit erheblichen Auswirkungen auf die örtlich und zeitlich veränderlichen Materialeigenschaften verbunden.

In der vorliegenden Arbeit wurde gezeigt, daß die Schwierigkeiten, die bei der Beschreibung von temperaturabhängigen Materialeigenschaften auftreten, vermindert werden können, wenn man streng zwischen Eigenschaften, die unter isothermen, und solchen, die unter nichtisothermen Randbedingungen gewonnen wurden, unterscheidet. Im Prinzip entspricht diese Vorgehensweise der auch schon bei anderen baustoffkundlichen Untersuchungen gewonnenen Erkenntnis, daß das Verhalten von Beton aufgrund von sich an praktischen Verhältnissen orientierenden Versuchen ehestens zu beurteilen ist. Auf dem Hochtemperatursektor ist die Konsequenz dieser allgemeinen Erfahrung bisher nicht genügend beachtet worden.

Im Abschnitt 3 dieser Arbeit wurde zunächst dargelegt, daß es für die Handhabung des Hochtemperaturproblems nicht nur sinnvoll, sondern auch sehr zweckmäßig ist, zwischen isothermen und unter nichtisothermen Bedingungen bestimmten Materialeigenschaften zu unterscheiden. Es wurde nachgewiesen, daß diese Unterscheidung nicht notwendigerweise neue Rechenoperationen erforderlich macht. Vielmehr hat sich ergeben, daß auch unter solchen Voraussetzungen eine weitgehend einheitliche Behandlung des Materialproblems möglich ist; d. h. es konnte eine allgemeine Materialgleichung abgeleitet werden, die wesentliche Fragenkomplexe des Verformungsverhaltens von Beton unter hoher Temperatur umfaßt.

Im Anschluß an die theoretischen Vorüberlegungen wurden die für das Hochtemperaturverhalten von Beton maßgeblichen Eigenschaften und Parameter diskutiert. Für den Fall einer isothermen Temperaturbeanspruchung



unter 100 °C konnte auf zahlreiche Meßergebnisse aus der Literatur zurückgegriffen werden. Untersuchungsergebnisse, die bei Temperaturen über 100 °C gewonnen wurden, liegen dagegen nur in geringem Umfang vor. Im Rahmen dieser Studie wurde deshalb das Kriechverhalten von Leicht- und Normalbeton bis 450 °C untersucht und diskutiert. Behandelt wurden die Vorlagerung, die Betonausnutzung, die anelastischen Verformungen und der Einfluß der Belastungsbedingungen in der Aufheizphase auf das Hochtemperaturkriechen.

Anhand umfangreicher Auswertungen und rechnerischer Untersuchungen konnte gezeigt werden, daß auch im Hochtemperaturfall das Kriechen des Betons durch Potenzgesetze ehestens zu beschreiben ist. Eine Darstellung der Versuchswerte in Anlehnung an die derzeit gültigen Berechnungsvorschriften bei Raumtemperatur ist nach diesen Untersuchungen ohne Schwierigkeiten möglich.

Über Kriechvorgänge bei instationären Temperatureinwirkungen wurden bereits im Rahmen der Arbeiten des Teilprojekts B 3 im Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen" erste Versuchswerte veröffentlicht. Diese Ergebnisse wurden gemeinsam mit neuen Meßwerten einer theoretischen Analyse gezogen. Es konnte gezeigt werden, daß man unter bestimmten Annahmen und Voraussetzungen zu überraschend einfachen Beziehungen zur Beschreibung des Übergangskriechens für Beton gelangt. Die vorgeschlagenen Kriechbeziehungen sind formal mit konventionellen Ansätzen identisch, wodurch sich erhebliche praktische Vorteile ergeben. Die für den instationären Temperaturfall entwickelten Kriechfunktionen ( $\varphi$ -Funktionen) für Leicht- und Normalbetone sind somit ein ganz wesentlicher Bestandteil dieser Arbeit. Am Rande sei hier erwähnt, daß der dazugehörige Aufwand, um diese Daten zu gewinnen, über 100 Hochtemperaturversuche (Warmkriechversuche) der verschiedensten Art umfaßt.

Als Versagenskriterien für Betone bei hohen Temperaturen sind verschiedene Möglichkeiten angesprochen worden. Im instationären Fall ist die Angabe einer kritischen Betontemperatur möglich. Unter kritischer Betontemperatur versteht man diejenige Temperatur, bei der das Material unter konstanter Druckbeanspruchung während eines Aufheizvorganges versagt. Die Untersuchung der Verformungsgeschwindigkeiten zum Versagens-

zeitpunkt hat ergeben, daß eine sogenannte Hochlage und Tiefelage möglich ist. Im Hochtemperaturgebiet ( $> 500\text{ }^{\circ}\text{C}$ ) versagt Beton in der Hochlage mit Verformungsgeschwindigkeiten um  $4 \cdot 10^{-3} [\% \text{ s}^{-1}]$ . In der Tiefelage ( $< 400\text{ }^{\circ}\text{C}$ ) ist die Versagensgeschwindigkeit etwa eine Zehnerpotenz niedriger, d. h. das Material zeigt dann ein vergleichsweise sprödes Verhalten.

Die Frage der Hochtemperaturrelaxation von Beton wurde sowohl experimentell als auch theoretisch untersucht. Es hat sich herausgestellt, daß die auf dem Betonsektor bekannten Verfahren auch im Hochtemperaturgebiet sinnvoll eingesetzt werden können. Die integrale Formulierung des Relaxationsproblems erfordert allerdings vergleichsweise umfangreiche Berechnungen. Die Lösungsverfahren zur Behandlung der zugehörigen Integralgleichung sind teilweise so aufwendig, daß man am besten von vornherein auf numerische Methoden zurückgreift. Die numerische Lösung der Integralgleichung hat jedoch ergeben, daß die gemessenen Relaxationsbeziehungen damit relativ gut wiedergegeben werden können. Für praktische Belange mögen jedoch einfachere Verfahren, die ebenfalls angegeben sind, ausreichen.

Es wird als Nachteil angesehen, daß derzeit kaum ausreichende Daten über die Hochtemperaturrelaxation von Beton vorliegen. Zukünftige Arbeiten sollten hier einsetzen, wobei vor allem Normalbetone mit unterschiedlichem Zuschlagmaterial zu betrachten wären. In theoretischer Hinsicht kann jedoch auf die vorgelegten Beziehungen zurückgegriffen werden; wesentlich neue Gesichtspunkte sind darüber hinaus gegenwärtig nicht erkennbar.

Das Zwangskraftproblem wurde in der vorliegenden Arbeit vergleichsweise ausführlich behandelt, weil es besonders aus theoretischer Sicht mehrere Möglichkeiten für neue Ansätze und Lösungen bietet. Es konnte gezeigt werden, daß selbst vergleichsweise komplizierte Zwangskraftverläufe theoretisch vorhergesagt werden können, wobei eine lineare Differentialgleichung erster Ordnung mit veränderlichen Koeffizienten bereits ausreicht, um dieses Problem zu beschreiben. Anhand der entwickelten Gleichungen konnte gezeigt werden, daß bei Normalbeton gegenüber Leichtbeton mit deutlich höheren Zwängungen zu rechnen ist. Entscheidend ist die thermische Ausdehnung des Materials, aber auch die einge-

setzte Kriechfunktion - oder in diesem Fall besser gesagt Relaxationsfunktion - und die Temperaturabhängigkeit des Elastizitätsmoduls sind zu beachten. Eine Bestätigung der theoretischen Überlegungen kann in dem rechnerischen Nachweis des Abbaus von Zwängungen bei Temperaturen um 200 °C gesehen werden. Dieses positive Ergebnis war anhand des umfangreichen Formalismus in keiner Weise vorhersehbar. Es wird als ein Beweis für die Anwendbarkeit der vorgeschlagenen Methode und die Zweckmäßigkeit der darin eingearbeiteten Voraussetzungen angesehen.

Soweit die theoretischen Beziehungen mit Meßergebnissen verglichen werden konnten, haben sich durchweg gute Übereinstimmungen ergeben. Es hat sich jedoch auch gezeigt, daß Beton aufgrund seiner Heterogenität in jeder Hinsicht eine Vielzahl von Versuchen erforderlich macht, bevor man zu einigermaßen zuverlässigen Aussagen gelangt. Vor allem die rasch ablaufenden Materialänderungen in bestimmten Temperaturbereichen (Steilabfälle o. ä.) können bei einer zu geringen Anzahl von Versuchen dazu führen, daß wichtige Materialeffekte einfach übersehen werden, so daß aus solchen Versuchen u. U. Schlußfolgerungen gezogen werden, die entweder nicht zutreffen oder nur teilweise den materialspezifischen Eigenschaften Rechnung tragen. Allerdings ist dabei auch zu beachten, daß Hochtemperaturuntersuchungen meßtechnisch schwierig sind, so daß bestimmte Beobachtungen ggf. auf meßtechnische Mängel zurückzuführen sind. Auf jeden Fall gehört zur Durchführung derartiger Untersuchungen auch eine Menge praktischer Erfahrung, die insbesondere bei der Interpretation von Meßergebnissen von Nutzen ist.

Gegen eine praktische Anwendung der hier vorgestellten Materialgleichungen und -daten bestehen durchweg keine Bedenken. Die im Einzelfall betrachteten Betone müssen in ihrem Aufbau allerdings den hier speziell untersuchten Mischungen weitestgehend entsprechen, wenn die angegebenen Kennwerte direkt Verwendung finden sollen. Die angegebenen Materialgleichungen sind im übrigen bereits schon so formuliert, daß sie ohne wesentliche Ergänzungen bei numerischen Untersuchungen - z. B. bei der Berechnung von Betonbauteilen im Brandfall - Eingang finden können.

## 7. Ausblick

Die vorstehenden theoretischen Ausführungen stützen sich ausschließlich auf phänomenologische Beschreibungen des Materialverhaltens von Beton. Ein wichtiges Anliegen zukünftiger Arbeiten müßte somit die Frage sein, welche strukturellen Hintergründe zu den hier vorgelegten und diskutierten Ergebnissen geführt haben. Dabei könnten Untersuchungen über die Rißentstehung, -ausbreitung und ggf. -auslöschung in thermisch beanspruchten Betonen von großem Nutzen sein. Auch bezüglich der bei einer Temperatureinwirkung einsetzenden Stofftransportvorgänge sind ergänzende Überlegungen erforderlich, zumal diese Vorgänge voraussichtlich mit dem Rißwachstum in Verbindung stehen.

Soweit eine praktische Anwendung der vorgestellten Theorie angestrebt wird, steht die Ermittlung weiterer  $\varphi$ -Funktionen für alle möglichen Betone im Vordergrund. Diesbezügliche Arbeiten werden gegenwärtig im Rahmen des Teilprojekts B 3 des Sonderforschungsbereichs 148 durchgeführt. Über die Untersuchungsergebnisse ist als Berichtszeitraum das Jahr 1980 vorgesehen. Die hier angegebenen Materialkennwerte beziehen sich jedoch bereits auf einige häufig verwendete Betonarten auf Portlandzementbasis, so daß in einer großen Zahl von Fällen einer Anwendung der angegebenen Beziehungen nichts entgegensteht.

Schließlich sei noch der Hinweis erlaubt, daß für einige besondere Fragestellungen das Verhalten von Beton unter zyklischer Temperatureinwirkung von Bedeutung ist, wobei vor allem die Frage der Reversibilität der Materialbeziehungen zu beantworten wäre. Insbesondere wäre auch das Zwangskraftproblem unter diesem Aspekt näher zu betrachten, weil in einem solchen Fall eine sich akkumulierende Materialschädigung auch im Bereich vergleichsweise geringer Temperaturerhöhungen denkbar ist. Ohne zusätzliche experimentelle Untersuchungen sind derartige Fragen aufgrund unseres bisherigen Kenntnisstandes nicht zu beantworten.

Es sei auch noch erwähnt, daß das Zusammenwirken von Beton und Stahl als Verbundwerkstoff im Hochtemperaturgebiet zusätzliche Fragen aufwirft. Erste experimentelle Untersuchungen auf diesem Gebiet sind gerade angelaufen und werden im Rahmen des SFB 148 planmäßig fortgeführt.

Die anstehenden Fragen nach mehr Sicherheit bei vergleichsweise höherer Beanspruchung von Bauteilen und Baukonstruktionen erfordern somit auf dem Betonsektor auch zukünftig noch beträchtliche Anstrengungen und Aufwendungen. Wenngleich solche Untersuchungen im allgemeinen sehr differenziert auszuführen sind und somit nur wenigen Spezialisten verständlich sein mögen, so bilden sie letztlich doch die Grundlage für umfassendere und allgemeinere Darstellungen eines sehr komplexen Materialproblems. Die vorliegende Arbeit wird als ein Beitrag in dieser Richtung verstanden.

Schrifttum

- [1] Wagner, O.: "Das Kriechen unbewehrten Betons". Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 131, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin (1958).
- [2] Neville, A.M.: "Creep of Concrete". North Holland Publishing Company, Amsterdam (1970).
- [3] Hanson, J.A.: "A 10-Years Study of Creep Properties of Concrete." Lab. Rep. No. Sp-38, US Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver (1953).
- [4] Ali, I., u. C.E. Kesler: "Rheologie of Concrete: A review of Research". University of Illinois Bulletin, Vol. 62, No. 68 (1965).
- [5] Arutyunyan, N.K.H.: "Some Problems in the Theory of Creep". Pergamon Press, Oxford (1966).
- [6] Bažant, Z.P.: "Theory of Creep and Shrinkage in Concrete Structures: A Précis of Recent Developments". Mechanics Today. Vol. 2, S. 1 - 91, Pergamon Press, Oxford (1975).
- [7] Wittmann, F.: "Bestimmung physikalischer Eigenschaften des Zementsteins." Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 232, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin (1974).
- [8] C.E.B. (Europäisches Beton-Komitee): "Internationale Richtlinien zur Berechnung und Ausführung von Betonbauwerken". 2. Auflage, CCA, London, März (1978).
- [9] Engelke, H.: "Beitrag zur Spannungsrelaxation von Beton." Dissertation, TH Stuttgart (1972).
- [10] Fugelsang-Nielsen, L.: "Kriechen und Relaxation des Betons." Beton und Stahlbetonbau, Heft 11, S. (1970).
- [11] Rüsç, H., D. Jungwirth u. H. Hilsdorf: "Kritische Sicherung der Verfahren zur Berücksichtigung der Einflüsse von Schwinden und Kriechen des Betons auf das Verhalten der Tragwerke." Beton- und Stahlbetonbau 68, Heft 3, S. 49 - 60; Heft 4, S. 76 - 85 (1973).
- [12] DIN 4227: "Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Spannbetonbauteilen." Fassung Juni (1973), Neufassung Teil 1, März (1978).
- [13] Ross, A.D.: "Creep of Concrete under Variable Stress." Proc. ACI, Vol. 54, S. 739 - 758 (1958).

- [14] Trost, H.: "Auswirkungen des Superpositionsprinzips auf Kriech- und Relaxationsprobleme bei Beton und Spannbeton." Beton- und Stahlbetonbau 62, Heft 10, S. 230 - 238; Heft 11, S. 261 - 269 (1967).
- [15] Rostásy, F.S., K.T. Teichen u. H. Engelke: "Beitrag zur Klärung des Zusammenhanges von Kriechen und Relaxation bei Normalbetonen." Schriftenreihe Otto-Graf-Institut, Heft 57, Stuttgart (1973).
- [16] Zerna, W., und H. Trost: "Rheologische Beschreibungen des Werkstoffes Beton." Beton- und Stahlbetonbau, Heft 7, S. 165 - 170 (1967).
- [17] Bažant, Z.P.: "Prediction of concrete creep effects using age - adjusted effective modulus method." Journal of the ACI, Vol. 69, No. 4, S. 212 - 217 (1972).
- [18] Wittmann, F.: "Über den Zusammenhang von Kriechverformung und Spannungsrelaxation des Betons." Beton- und Stahlbetonbau 66, Heft 3, S. 63 - 65 (1971).
- [19] Geymayer, H.G.: "The Effect of Temperature on Creep of Concrete: A Literatur Review." Waterways Experiment Station Paper C-70-1, Vicksburg (1970).
- [20] Eibl, J., und N.V. Waubke, W. Klingsch, U. Schneider, G. Rieche: "Spannbeton-Reaktordruckbehälter: Studie zur Erfassung spezieller Betoneigenschaften im Reaktordruckbehälterbau." Deutscher Ausschluß für Stahlbeton, Heft 237, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin (1974).
- [21] Schneider, U.: "Festigkeits- und Verformungsverhalten von Beton unter stationärer und instationärer Temperaturbeanspruchung." Die Bautechnik, Heft 4, S. 123 - 132 (1977).
- [22] Hansen, T.C., u. L. Eriksson: "Temperature change effect on behaviour of cement paste, mortar and concrete under load." Journal of ACI, Vol. 63, S. 489 - 504 (1966).
- [23] Fischer, R.: "Über das Verhalten von Zementmörtel und Beton bei höheren Temperaturen." Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau, Heft 14, TH Darmstadt (1967).
- [24] Illston, J.M., u. P.D. Sanders: "Characteristics and prediction of creep of a saturated mortar under variable temperature." Magazine of Concrete Research, Vol. 26, No.88, S. 169 - 179 (1974).
- [25] Thelandersson, S.: "Mechanical Behaviour of Concrete under Torsional Loading at Transient High-Temperature Conditions." Lund Institute of Technology, Bulletin 46 (1974).

- [26] Kordina, K., und U. Schneider: "Zum mechanischen Verhalten von Normalbeton unter instationärer Wärmebeanspruchung." Beton, 25. Jahrg., Heft 1, S. 19 - 25 (1975).
- [27] Kordina, K., und U. Schneider: "Über das Verhalten von Beton unter hohen Temperaturen." Betonwerk- u. Fertigteil-Technik, 41. Jahrg., Heft 12, S. 572 - 582 (1975).
- [28] Schneider, U., und K. Kordina: "On the behaviour of normal concrete under steady state and transient temperature conditions." 3rd Int. Conf. Struct. Mech. in Reactor Techn., Vol. 3, Part H. Paper 1/6, London (1975).
- [29] Kordina, K., et al.: "Brandverhalten von Bauteilen." Jahresbericht 1973/74 des Sonderforschungsbereichs 148, Braunschweig (1974).
- [30] Kordina, K., et al.: "Brandverhalten von Bauteilen." Jahresbericht 1975/77 des Sonderforschungsbereichs 148, Teil II, Braunschweig (1977).
- [31] Schneider, U.: "Kinetische Untersuchung an Normalbeton unter thermischer Beanspruchung." Betonwerk- und Fertigteil-Technik, 41. Jahrg., Heft 9, S. 445 - 449 (1975).
- [32] Schneider, U.: "Behaviour of Concrete under Thermal Steady State and Non-Steady State Conditions." Fire and Materials, Heft 1, S. 103 - 115 (1977).
- [33] Schneider, U.: "Über den thermischen Abbau zementgebundener Betone und dessen mechanisch-technologische Auswirkungen." Tonindustrie-Zeitung, 101. Jahrg., Heft 12, S. 404 - 407 (1977).
- [34] Waubke, N.V., und U. Schneider: "Tensile stresses in concrete due to fast vapour flow." Int. Symp. on Pore Struct. and Prop. of Mat., Part III, Vol. V, S. 213 - 222, Prag (1973).
- [35] Waubke, N.V.: "Über einen physikalischen Gesichtspunkt der Festigkeitsverluste von Portlandzementbetonen bei Temperaturen bis 1000 °C." Habilitation, TU Braunschweig (1973).
- [36] Schneider, U.: "Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei hohen Temperaturen." Dissertation TU Braunschweig (1973).
- [37] Weiß, R.: "Ein haufwerkstheoretisches Modell der Restfestigkeit geschädigter Betone." Dissertation TU Braunschweig (1978).



- [38] Anderberg, Y., u. S.Thelandersson: "Stress and Deformation Characteristics of Concrete at High Temperature." Lund Institute of Technology, Bulletin 54 (1976).
- [39] Alda, W.: "Zum Schwingkriechen von Beton." Dissertation TU Braunschweig (1978).
- [40] Zerna, W.: "Die dynamische Relaxation und ihre Anwendung auf Spannbeton-Reaktordruckbehälter." Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 272, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin (1976).
- [41] Maréchal, J.C.: "Le fluage du béton en fonction de la température." Matériaux et Constructions, Vol. 2, No. 8, S. 111 - 115 (1969).
- [42] Weigler, H., und S. Karl: "Stahlleichtbeton." Bauverlag GmbH Wiesbaden (1972).
- [43] Popovics, S.: "A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete." Cement and Concrete Research, Vol. 3, S. 583 ff (1973).
- [44] Hopkins, I.L., u. R.W.Hamming: "On Creep and Relaxation." Journal of Applied Physics, Vol. 28, No. 8 (1957).

#### Anmerkung

Die vorliegende Arbeit ist in dem von der Deutschen Forschungsgemeinschaft an der Technischen Universität Braunschweig eingerichteten Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen" entstanden. Der Deutschen Forschungsgemeinschaft sei für die zur Verfügung gestellten Mittel herzlich gedankt.

Weiterhin danke ich Frau Schroeder-Herrl für die sorgfältig durchgeführten Schreibarbeiten, Herrn Frese für die umsichtige Durchführung der umfangreichen mechanisch-technologischen Untersuchungen und nicht zuletzt Herrn cand. arch. Bock von Wülffingen für die Erstellung von Zeichnungen und Diagrammen.

## Anhang

Im Rahmen der vorliegenden theoretisch orientierten Arbeiten wurden umfangreiche experimentelle Grundsatzuntersuchungen durchgeführt. Es ist jedoch nicht erforderlich, hierauf näher einzugehen, zumal ein gesonderter Untersuchungsbericht in Vorbereitung ist und bestimmte versuchstechnische Details bereits an anderer Stelle veröffentlicht sind (vgl. hierzu insbesondere die Arbeiten [28, 29, 30 und 31]). Für den überwiegend auf betontechnologischem Gebiet arbeitenden Fachmann sind allerdings der Aufbau bzw. die Zusammensetzung der hier behandelten Betone von Bedeutung, weil daraus im erweiterten Sinn unter Umständen Rückschlüsse auf das Verhalten anderer Betonarten möglich sind und darüber hinaus bestimmte Materialeigenschaften, die hier beschrieben wurden, eher verständlich werden.

Für jede Betonserie sind die betontechnologischen Daten jeweils in vier Tabellen zusammengefaßt, wobei zwischen Frischbeton- und Festbetoneigenschaften unterschieden wurde. Soweit nichts anderes gesagt ist, sind alle Versuchswerte gemittelt; d. h. die Angaben beziehen sich auf die Mittelwerte von drei geprüften Probekörpern. Hinter den Festigkeitsangaben sind aus Gründen der Übersicht die Probekörperabmessungen mit angegeben. Zylinderfestigkeit 8/30 bedeutet somit: die Druckfestigkeit einer zylindrischen Betonprobe mit 8 cm Durchmesser und 30 cm Länge. Bei den Hochtemperaturversuchen kamen fast ausschließlich Probekörper mit diesen Abmessungen zur Anwendung. Umfassendere Angaben sind den vorliegenden Versuchsprotokollen zu entnehmen.

Betontechnologische Daten der Betonserie LB 1

Mischungsaufbau

Stoff	Menge	Dimension
Postlandzement 450 F	350	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsand 0 - 1 mm	270	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsand 0 - 2 mm	200	kg/m <sup>3</sup>
Leca-Zuschlag 2 - 4 mm	70	kg/m <sup>3</sup>
Leca-Zuschlag 4 - 8 mm	95	kg/m <sup>3</sup>
Leca-Zuschlag 8 - 16 mm	215	kg/m <sup>3</sup>
Gesamtwasser	225	l/m <sup>3</sup>
Wasseraufnahme 30 min	50	l/m <sup>3</sup>

Frischbetondaten

Art	Maß	Dimension
Verdichtung: Rütteltisch	25	s
Frischbetondichte	1400	kg/m <sup>3</sup>
Verdichtungsmaß	1,22	1

Festbetondaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension
Würfelfestigkeit 20/20/20	28 d	18,3	N/mm <sup>2</sup>
Würfelfestigkeit 20/20/20	42 d	21,8	N/mm <sup>2</sup>
Rohdichte	28 d	1350	kg/m <sup>3</sup>
Lagerung nach DIN 1048	42 d	20/65	°C/% r.F.

Versuchsdaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension
Zylinderfestigkeit 8/30	750 d	18,0	N/mm <sup>2</sup>
Elastizitätsmodul 8/30	750 d	8800	N/mm <sup>2</sup>
Bruchdehnung 8/30	750 d	2,63	%
Betonfeuchte 8/30	760 d	2,8	%
<u>σ-ε-Versuche</u> 8/30	750 - 764 d	-	-
Aufheizung	-	2	K/min
Haltezeit	-	2	h
Belastung im Versuch	-	0, 30	%
Vorbehandlung	750 d	Lagerung n.DIN 1048	-

Betontechnologische Daten der Betonserie LB 2

Mischungsaufbau

Stoff	Menge	Dimension
Postlandzement	350	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsand 0 - 1 mm	270	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsand 0 - 2 mm	210	kg/m <sup>3</sup>
Leca-Zuschlag 2 - 4 mm	70	kg/m <sup>3</sup>
Leca-Zuschlag 4 - 8 mm	95	kg/m <sup>3</sup>
Leca-Zuschlag 8 - 16 mm	215	kg/m <sup>3</sup>
Gesamtwasser	225	l/m <sup>3</sup>
Wasseraufnahme 30 min	50	l/m <sup>3</sup>

Frischbetondaten

Art	Maß	Dimension
Verdichtung: Rütteltisch	25	s
Frischbetondichte	1420	kg/m <sup>3</sup>
Verdichtungsmaß	1,3	1

Festbetondaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension
Würfelfestigkeit 20/20/20	28 d	23,23	N/mm <sup>2</sup>
Würfelfestigkeit 20/20/20	766 d	24,31	N/mm <sup>2</sup>
Rohdichte	28 d	1380	kg/m <sup>3</sup>
Lagerung nach DIN 1048	766 d	10/65	°C/‰ r.F.

Versuchsdaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension
Zylinderfestigkeit 8/30	766 d	23,1	N/mm <sup>2</sup>
Elastizitätsmodul 8/30	766 d	11.000	N/mm <sup>2</sup>
Bruchdehnung 8/30	766 d	297	‰
Betonfeuchte 8/30	770 d	2,5	‰
<u>σ-ε-Versuche</u> 8/30	766 - 780 d	-	-
Aufheizung	-	2	K/min
Haltezeit	-	2	h
Belastung im Versuch	-	0,30	‰
Vorbehandlung	766 d	Lagerung n. DIN 1048	-

Betontechnologische Daten der Betonserie LB 3

Mischungsaufbau

Stoff	Menge	Dimension
Portlandzement 450 F	350	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsand 0 - 1 mm	270	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsand 0 - 2 mm	210	kg/m <sup>3</sup>
Leca-Zuschlag 2 - 4 mm	70	kg/m <sup>3</sup>
Leca-Zuschlag 4 - 8 mm	95	kg/m <sup>3</sup>
Leca-Zuschlag 8 - 16 mm	215	kg/m <sup>3</sup>
Gesamtwasser	225	l/m <sup>3</sup>
Wasseraufnahme 30 min	50	l/m <sup>3</sup>

Frischbetondaten

Art	Maß	Dimension
Verdichtung: Rütteltisch	25	s
Frischbetondichte	1430	kg/m <sup>3</sup>
Verdichtungsmaß	1,35	1

Festbetondaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension
Würfelfestigkeit 20/20/20	28 d	22,84	N/mm <sup>2</sup>
Würfelfestigkeit 20/20/20	755 d	26,2	N/mm <sup>2</sup>
Rohdichte	28 d	1390	kg/m <sup>3</sup>
Lagerung nach DIN 1048	755 d	20/65	°C/% r.F.

Versuchsdaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension
Zylinderfestigkeit 8/30	755 d	21,7	N/mm <sup>2</sup>
Elastizitätsmodul 8/30	755 d	8600	N/mm <sup>2</sup>
Bruchdehnung 8/30	755 d	3,0	%
Betonfeuchte 8/30	766 d	2,6	%
<u>Warmkriechversuche</u> 8/30	755 - 770 d	-	-
Aufheizung	-	2	K/min
Hältezeit	-	-	h
Belastung im Versuch	-	0; 15; 30; 45; 60; 75	%
Vorbehandlung	755 d	Lagerung n.DIN 1048	-



Betontechnologische Daten der Betonserie LB 4

Mischungsaufbau

Stoff	Menge	Dimension
Portlandzement 450 F	350	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsand 0 - 0,2 mm	90	kg/m <sup>3</sup>
Natursand 0 - 2 mm	180	kg/m <sup>3</sup>
Leca-Zuschlag 0 - 2 mm	208	kg/m <sup>3</sup>
Leca-Zuschlag 2 - 4 mm	100	kg/m <sup>3</sup>
Leca-Zuschlag 4 - 8 mm	130	kg/m <sup>3</sup>
Leca-Zuschlag 8 - 16 mm	160	kg/m <sup>3</sup>
Gesamtwasser	225	l/m <sup>3</sup>
Wasseraufnahme 30 min	50	l/m <sup>3</sup>

Frischbetondaten

Art	Maß	Dimension
Verdichtung: Rütteltisch	25	s
Frischbetondichte	1410	kg/m <sup>3</sup>
Verdichtungsmaß	1,24	1

Festbetondaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension
Würfelfestigkeit 20/20/20	28 d	23,2	N/mm <sup>2</sup>
Würfelfestigkeit 20/20/20	788 d	21,1	N/mm <sup>2</sup>
Rohdichte	28 d	1280	kg/m <sup>3</sup>
Lagerung nach DIN 1048	788 d	20/65	°C/% r.F.

Versuchsdaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension
Zylinderfestigkeit 8/30	788 d	20,1	N/mm <sup>2</sup>
Elastizitätsmodul 8/30	788 d	8200	N/mm <sup>2</sup>
Bruchdehnung 8/30	788 d	3,05	%
Betonfeuchte 8/30	788 d	3,0	%
Zwängungsversuche 8/30	788 - 802 d	-	-
Aufheizung	-	2	K/min
Haltezeit	-	-	-
Belastung im Versuch	-	0; 15; 30	%
Vorbehandlung	788 d	Lagerung n.DIN 1048	-

Betontechnologische Daten der Betonserie LB 5

Mischungsaufbau

Stoff		Menge	Dimension
Portlandzement	450 F	350	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsand	0 - 0,2 mm	90	kg/m <sup>3</sup>
Natursand	0 - 2 mm	180	kg/m <sup>3</sup>
Leca-Zuschlag	0 - 2 mm	208	kg/m <sup>3</sup>
Leca-Zuschlag	2 - 4 mm	100	kg/m <sup>3</sup>
Leca-Zuschlag	4 - 8 mm	130	kg/m <sup>3</sup>
Leca-Zuschlag	8 - 16 mm	160	kg/m <sup>3</sup>
Gesamtwasser		225	l/m <sup>3</sup>
Wasseraufnahme	30 min	50	l/m <sup>2</sup>

Frischbetondaten

Art	Maß	Dimension
Verdichtung: Rütteltisch	25	s
Frischbetondichte	1430	kg/m <sup>3</sup>
Verdichtungsmaß	1,26	1

Festbetondaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension
Würfelfestigkeit 20/20/20	28 d	23,13	N/mm <sup>2</sup>
Würfelfestigkeit 20/20/20	973 d	25,39	N/mm <sup>2</sup>
Rohdichte	28 d	1380	kg/m <sup>3</sup>
Lagerung nach DIN 1048	973 d	20/65	°C/% r.F.

Versuchsdaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension
Zylinderfestigkeit 8/30	973 d	24,9	N/mm <sup>2</sup>
Elastizitätsmodul 8/30	973 d	12.200	N/mm <sup>2</sup>
Bruchdehnung 8/30	973 d	33	%
Betonfeuchte 8/30	973 d	29	%
<u>Kriech- u. Relaxationsvers.</u>	973 - 987 d	-	-
Aufheizung	-	2	K/min
Belastung im Versuch	-	35	%
Vorbehandlung	973 d	Lagerung n.DIN 1048	-

Betontechnologische Daten der Betonserie LB 6

Mischungsaufbau

Stoff		Menge	Dimension
Portlandzement	450 F	350	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag	0 - 2 mm	267	kg/m <sup>3</sup>
Leca-Zuschlag	0 - 2 mm	208	kg/m <sup>3</sup>
Leca-Zuschlag	2 - 4 mm	103	kg/m <sup>3</sup>
Leca-Zuschlag	4 - 8 mm	128	kg/m <sup>3</sup>
Leca-Zuschlag	8 - 16 mm	158	kg/m <sup>3</sup>
Gesamtwasser		227	l/m <sup>3</sup>
Wasseraufnahme	30 min	50	l/m <sup>3</sup>

Frischbetondaten

Art	Maß	Dimension
Verdichtung: Rütteltisch	30	s
Frischbetondichte	1450	kg/m <sup>3</sup>
Verdichtungsmaß	1,20	1

Festbetondaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension
Würfelfestigkeit 20/20/20	28 d	23,3	N/mm <sup>2</sup>
Würfelfestigkeit 20/20/20	1211 d	22,4	N/mm <sup>2</sup>
Rohdichte	28 d	1360	kg/m <sup>3</sup>
Lagerung nach DIN 1048	1211 d	20/65	°C/% r.F.

Versuchsdaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension
Zylinderfestigkeit 8/30	1211 d	24,5	N/mm <sup>2</sup>
Elastizitätsmodul 8/30	1211 d	11.000	N/mm <sup>2</sup>
Bruchdehnung 8/30	1211 d	2,61	%
Betonfeuchte 8/30	1211 d	2,9	%
Kriechversuche 8/30	1211 - 1291 d	-	-
Aufheizung	-	2	K/min
Belastung im Versuch	-	35	%
Vorbehandlung	1205 d	Lagerung n. DIN 1048 105°C Trock- nen vor dem Versuch	-

Betontechnologische Daten der Betonserie LB 8

Mischungsaufbau

Stoff	Menge	Dimension
Portlandzement 350 F	375	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 0 - 2 mm	650	kg/m <sup>3</sup>
Leicht-Zuschlag Korlin		
Leicht-Zuschlag 4 - 8 mm	290	kg/m <sup>3</sup>
Leicht-Zuschlag 8 - 16 mm	290	kg/m <sup>3</sup>
Gesamtwasser	201	l/m <sup>3</sup>
Wasseraufnahme 30 min	16	l/m <sup>3</sup>

Frischbetondaten

Art	Maß	Dimension
Verdichtung: Rütteltisch	25	s
Frischbetondichte	1840	kg/m <sup>3</sup>
Verdichtungsmaß	1,1	1

Festbetondaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension
Würfelfestigkeit 20/20/20	28 d	35,19	N/mm <sup>2</sup>
Würfelfestigkeit 20/20/20	50 d	36,7	N/mm <sup>2</sup>
Rohdichte	50 d	1790	kg/m <sup>3</sup>
Lagerung nach DIN 1048	50 d	20/65	°C/% r.F.

Versuchsdaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension
Zylinderfestigkeit 8/30	50 d	23,8	N/mm <sup>2</sup>
Elastizitätsmodul 8/30	50 d	16.000	N/mm <sup>2</sup>
Bruchdehnung 8/30	50 d	2,13	%
Betonfeuchte 8/30	50 d	5,9	%
Warmkriechversuche 8/30	50 - 64 d	-	-
Aufheizung	-	2	K/min
Haltezeit	-	-	h
Belastung im Versuch	-	0; 15; 30; 45; 60; 75	-
Vorbehandlung	50 d	Lagerung n.DIN 1048	-



Betontechnologische Daten der Betonserie LB 9

Mischungsaufbau

Stoff	Menge	Dimension
Portlandzement 350 F	350	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsand 0 - 2 mm	611	kg/m <sup>3</sup>
Liapor-Zuschlag 2 - 8 mm	150	kg/m <sup>3</sup>
Liapor-Zuschlag 8 - 16 mm	350	kg/m <sup>3</sup>
Gesamtwasser	212,5	l/m <sup>3</sup>
Wasseraufnahme 30 min	32,5	l/m <sup>3</sup>

Frischbetondaten

Art	Maß	Dimension
Verdichtung: Rüttelfl. Ø 38 mm	30	s
Frischbetondichte	1790	kg/m <sup>3</sup>
Wasser durch Darren	12,36	%
Verdichtungsmaß	1,21	1

Festbetondaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension
Würfelfestigkeit 20/20/20	28 d	44,5	N/mm <sup>2</sup>
Spaltzugfestigkeit 15/30	28 d	2,33	N/mm <sup>2</sup>
Würfelfestigkeit 20/20/20	90 d	46,9	N/mm <sup>2</sup>
Rohdichte 20/20/20	28 d	1750	kg/m <sup>3</sup>
Lagerung nach DIN 1048	90 d	20/65	°C/% r.F.

Versuchsdaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension
Zylinderfestigkeit 8/30	86 d	47,7	N/mm <sup>2</sup>
Elastizitätsmodul 8/30	86 d	17.000	N/mm <sup>2</sup>
Bruchdehnung 8/30	86 d	2,9	%
Warmkriechversuche 8/30	86 - 100 d	-	-
Aufheizung	-	2	K/min
Belastung im Versuch	-	0; 15; 30; 60	%
Vorbehandlung (verschieden)	70 - 98 d	Vortrocknung: 105 Wasserlager.: Klimaraum 20/65	°C - °C/% r.F.

Betontechnologische Daten der Betonserie LB 10

Mischungsaufbau

Stoff	Menge	Dimension
Portlandzement 350 F	350	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsand 0 - 2 mm	611	kg/m <sup>3</sup>
Liapor-Zuschlag 2 - 8 mm	150	kg/m <sup>3</sup>
Liapor-Zuschlag 8 - 16 mm	350	kg/m <sup>3</sup>
Gesamtwasser	212,5	l/m <sup>3</sup>
Wasseraufnahme 30 min	32,5	l/m <sup>3</sup>

Frischbetondaten

Art	Maß	Dimension
Verdichtung (Rüttelfl. $\varnothing$ 38 mm)	30	s
Frischbetondichte	1.800	kg/m <sup>3</sup>
Wasser durch Darren	11,98	%
Verdichtungsmaß	1,22	1

Festbetondaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension
Würfelfestigkeit 20/20/20	28 d	43,0	N/mm <sup>2</sup>
Spaltzugfestigkeit 15/30	28 d	2,23	N/mm <sup>2</sup>
Würfelfestigkeit 20/20/20	90 d	47,2	N/mm <sup>2</sup>
Rohdichte 20/20/20	28 d	1780	kg/m <sup>3</sup>
Lagerung nach DIN 1048	90 d	20/65	°C/% r.F.

Versuchsdaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension
Zylinderfestigkeit 8/30	96 d	43,8	N/mm <sup>2</sup>
Elastizitätsmodul 8/30	96 d	18.000	N/mm <sup>2</sup>
Bruchdehnung 8/30	96 d	2,6	%
Betonfeuchte	96 d	-	%
<u>Warmkriechversuche</u> 8/30	96 - 110 d	-	-
Aufheizung	-	2,0	K/min
Belastung im Versuch	-	0; 15; 30; 45; 60	%
Vorbereitung (verschieden)	82 - 110 d	Vortrocknung: 105 Wasserlagerung Klimaraum 20/65	°C - °C/65%r.F.

Betontechnologische Daten der Betonserie NB 01

Mischungsaufbau

Stoff	Menge	Dimension
Portlandzement 350 F	240	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 0 - 3 mm	676	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 3 - 7 mm	515	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 7 - 15 mm	778	kg/m <sup>3</sup>
Gesamtwasser	209	l/m <sup>3</sup>

Frischbetondaten

Art	Maß	Dimension
Verdichtung: Rütteltisch	25	s
Frischbetondichte	2360	kg/m <sup>3</sup>
Verdichtungsmaß	1,08	f
Wasser durch Darren	9,83	%

Festbetondaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension
Würfelfestigkeit 20/20/20	28 d	26,56	N/mm <sup>2</sup>
Würfelfestigkeit 20/20/20	563 d	26,6	N/mm <sup>2</sup>
Rohdichte	28 d	2300	kg/m <sup>3</sup>
Lagerung nach DIN 1048	563 d	20/65	°C/‰ r.F.

Versuchsdaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension
Zylinderfestigkeit 8/30	563 d	15,2	N/mm <sup>2</sup>
Elastizitätsmodul 8/30	563 d	-	N/mm <sup>2</sup>
Bruchdehnung 8/30	563 d	-	‰
Betonfeuchte 8/30	563 d	1,25	‰
σ-ε-Versuche 8/30	563 - 570 d	-	-
Aufheizung	-	2	K/min
Haltezeit	-	2	h
Belastung im Versuch	-	-	‰
Vorbehandlung	563 d	Lagerung n. DIN 1048	-

Betontechnologische Daten der Betonserie NB 02

Mischungsaufbau

Stoff	Menge	Dimension
Portlandzement 350 F	240	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 0 - 3 mm	692	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 3 - 7 mm	513	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 7 - 15 mm	782	kg/m <sup>3</sup>
Gesamtwasser	209	l/m <sup>3</sup>

Frischbetondaten

Art	Maß	Dimension
Versichtung: Rütteltisch	25	s
Frischbetondichte	2390	kg/m <sup>3</sup>
Verdichtungsmaß	1,10	1
Wasser durch Darren	9,05	%

Festbetondaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension
Würfelfestigkeit 20/20/20	28 d	27,35	N/mm <sup>2</sup>
Würfelfestigkeit 20/20/20	549 d	28,52	N/mm <sup>2</sup>
Rohdichte	28 d	2320	kg/m <sup>3</sup>
Lagerung nach DIN 1048	549 d	20/65	°C/% r.F.

Versuchsdaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension
Zylinderfestigkeit 8/30	549 d	14,6	N/mm <sup>2</sup>
Elastizitätsmodul 8/30	549 d	-	N/mm <sup>2</sup>
Bruchdehnung 8/30	549 d	-	%
Betonfeuchte 8/30	549 d	1,1	%
<u>σ-ε-Versuche</u> 8/30	549 - 563 d	-	-
Aufheizung	-	2	K/min
Haltezeit	-	2	h
Belastung im Versuch	-	0; 10; 30	%
Vorbehandlung	549 d	Lagerung nach DIN 1048	-



Betontechnologische Daten der Betonserie NB 03

Mischungsaufbau

Stoff	Menge	Dimension
Portlandzement 350 F	240	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 0 - 3 mm	697	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 3 - 5 mm	499	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 7 - 15 mm	784	kg/m <sup>3</sup>
Gesamtwasser	209	l/m <sup>3</sup>

Frischbetondaten

Art	Maß	Dimension
Verdichtung: Rütteltisch	25	s
Frischbetondichte	2370	kg/m <sup>3</sup>
Verdichtungsmaß	1,09	1
Wasser durch Darren	9,83	%

Festbetondaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension
Würfelfestigkeit 20/20/20	28 d	29,60	N/mm <sup>2</sup>
Würfelfestigkeit 20/20/20	548 d	32,8	N/mm <sup>2</sup>
Rohdichte	28 d	2320	kg/m <sup>3</sup>
Lagerung nach DIN 1048	548 d	20/65	°C/% r.F.

Versuchsdaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension
Zylinderfestigkeit 8/30	548 d	20,7	N/mm <sup>2</sup>
Elastizitätsmodul 8/30	548 d	-	N/mm <sup>2</sup>
Bruchdehnung 8/30	548 d	-	‰
Betonfeuchte 8/30	548 d	1,5	%
Wärmekriechversuche 8/30	548 - 562 d	-	-
Aufheizung	-	2	K/min
Belastung im Versuch	-	0; 10; 20; 30; 40; 50; 60; 70	%
Vorbehandlung	548 d	Lagerung nach DIN 1048	-

Betontechnologische Daten der Betonserie NB 04

---

Mischungsaufbau

Stoff	Menge	Dimension
Portlandzement 350 F	240	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 0 - 3 mm	693	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 3 - 7 mm	509	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 7 - 15 mm	787	kg/m <sup>3</sup>
Gesamtwasser	209	l/m <sup>3</sup>

Frischbetondaten

Art	Maß	Dimension
Verdichtung: Rütteltisch	25	s
Frischbetondichte	2375	kg/m <sup>3</sup>
Verdichtungsmaß	1,08	1
Wasser durch Darren	9,71	%

Festbetondaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension
Würfelfestigkeit 20/20/20	28 d	27,9	N/mm <sup>2</sup>
Würfelfestigkeit 20/20/20	535 d	28,8	N/mm <sup>2</sup>
Rohdichte	28 d	2320	kg/m <sup>3</sup>
Lagerung nach DIN 1048	535 d	20/65	°C/% r.F.

Versuchsdaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension
Zylinderfestigkeit 8/30	535 d	16,0	N/mm <sup>2</sup>
Elastizitätsmodul 8/30	535 d	-	N/mm <sup>2</sup>
Bruchdehnung 8/30	535 d	-	%
Betonfeuchte 8/30	525 d	1,5	%
<u>Zwängungsversuche</u> 8/30	535 - 550 d	-	-
Aufheizung	-	2	K/min
Belastung im Versuch	-	15; 30	%
Vorbehandlung	535 d	Lagerung nach DIN 1048	-

Betontechnologische Daten der Betonserie NB 6

Mischungsaufbau

Stoff	Menge	Dimension
Portlandzement 350 F	360	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 0 - 3 mm	486,7	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 3 - 7 mm	712	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 7 - 15 mm	774	kg/m <sup>3</sup>
Gesamtwasser	194	l/m <sup>3</sup>

Frischbetondaten

Art	Maß	Dimension
Verdichtung: Rütteltisch	25	s
Frischbetondichte	2380	kg/m <sup>3</sup>
Verdichtungsmaß	1,09	1

Festbetondaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension
Würfelfestigkeit 20/20/20	28 d	46,8	N/mm <sup>2</sup>
Würfelfestigkeit 20/20/20	291 d	55,1	N/mm <sup>2</sup>
Rohdichte	28 d	2340	kg/m <sup>3</sup>
Lagerung nach DIN 1048	291 d	20/65	°C/% r.F.

Versuchsdaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension
Zylinderfestigkeit 8/30	291 d	35,9	N/mm <sup>2</sup>
Elastizitätsmodul 8/30	291 d	-	N/mm <sup>2</sup>
Bruchdehnung 8/30	291 d	-	%
Betonfeuchte 8/30	291 d	2,3	%
<u>Wärmkriechversuche</u> 8/30	291 - 305 d	-	-
Aufheizung	-	2	K/min
Belastung im Versuch	-	0; 20; 30; 40; 50; 60	%
Vorbehandlung	291 d	Lagerung nach DIN 1048	-

Betontechnologische Daten der Betonserie NB 7

Mischungsaufbau

Stoff	Menge	Dimension
Portlandzement 350 F	360	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 0 - 3 mm	491	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 3 - 7 mm	712	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 7 - 15 mm	777	kg/m <sup>3</sup>
Gesamtwasser	194	l/m <sup>3</sup>

Frischbetondaten

Art	Maß	Dimension
Verdichtung: Rütteltisch	25	s
Frischbetondichte	2380	kg/m <sup>3</sup>
Verdichtungsmaß	1,09	1
Wasser durch Darren	9,35	%

Festbetondaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension
Würfelfestigkeit 20/20/20	42 d	47,9	N/mm <sup>2</sup>
Würfelfestigkeit 20/20/20	330 d	53,33	N/mm <sup>2</sup>
Rohdichte	42 d	2350	kg/m <sup>3</sup>
Lagerung nach DIN 1048	330 d	20/65	°C/‰ r.F.

Versuchsdaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension	
Zylinderfestigkeit	8/30	330 d	35,3	N/mm <sup>2</sup>
Elastizitätsmodul	8/30	330 d	-	N/mm <sup>2</sup>
Bruchdehnung	8/30	330 d	-	‰
Betonfeuchte	8/30	330 d	2,2	‰
$\sigma$ - $\epsilon$ -Versuche	8/30	330 - 350 d	-	-
Aufheizung	-	-	2	K/min
Haltezeit	-	-	2 - 3	h
Belastung im Versuch	-	-	0	‰
Vorbehandlung	330 d	Lagerung nach DIN 1048	-	-



Betontechnologische Daten der Betonserie NB 8

Mischungsaufbau

Stoff	Menge	Dimension
Portlandzement 350 F	360	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 0 - 3 mm	674	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 3 - 7 mm	512	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 7 - 15 mm	782	kg/m <sup>3</sup>
Gesamtwasser	194	l/m <sup>3</sup>

Frischbetondaten

Art	Maß	Dimension
Verdichtung: Rütteltisch	25	s
Frischbetondichte	2385	kg/m <sup>3</sup>
Verdichtungsmaß	1,14	1
Wasser durch Darren	8,34	%

Festbetondaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension
Würfelfestigkeit 20/20/20	28 d	48,82	N/mm <sup>2</sup>
Würfelfestigkeit 20/20/20	343 d	57,6	N/mm <sup>2</sup>
Rohdichte	28 d	2260	kg/m <sup>3</sup>
Lagerung nach DIN 1048	343 d	20/65	°C/% r.F.

Versuchsdaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension	
Zylinderfestigkeit	8/30	343 d	40,9	N/mm <sup>2</sup>
Elastizitätsmodul	8/30	343 d	-	N/mm <sup>2</sup>
Bruchdehnung	8/30	343 d	-	%
Betonfeuchte	8/30	343 d	2,2	%
Warmkriechversuche	8/30	343 - 360 d	-	-
Aufheizung	-	-	2	k/min
Belastung im Versuch	-	-	0; 15; 30; 45; 60	%
Vorbehandlung	-	343 d	Lagerung nach DIN 1048	-

Betontechnologische Daten der Betonserie NB 9

Mischungsaufbau

Stoff	Menge	Dimension
Portlandzement 350 F	360	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 0 - 3 mm	671	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 3 - 7 mm	511	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 8 - 15 mm	787	kg/m <sup>3</sup>
Gesamtwasser	194	l/m <sup>3</sup>

Frischbetondaten

Art	Maß	Dimension
Verdichtung: Rütteltisch	25	s
Frischbetondichte	2380	kg/m <sup>3</sup>
Verdichtungsmaß	1,10	1
Wasser durch Darren	8,87	%

Festbetondaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension
Würfelfestigkeit 20/20/20	28 d	46,6	N/mm <sup>2</sup>
Würfelfestigkeit 20/20/20	398 d	52,74	N/mm <sup>2</sup>
Rohdichte	28 d	2360	kg/m <sup>3</sup>
Lagerung nach DIN 1048	398 d	20/65	°C/% r.F.

Versuchsdaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension
Zylinderfestigkeit 8/30	398 d	35,3	N/mm <sup>2</sup>
Elastizitätsmodul 8/30	398 d	-	N/mm <sup>2</sup>
Bruchdehnung 8/30	398 d	-	%
Betonfeuchte 8/30	398 d	2,1	%
<u>Kriechversuche</u> 8/30	398 - 488 d	-	-
Aufheizung	-	2	K/min
Belastung im Versuch	-	15; 30	%
Vorbehandlung	398 d	Lagerung nach DIN 1048	-

Betontechnologische Daten der Betonserie NB 10

Mischungsaufbau

Stoff	Menge	Dimension
Oirtkabdtenebt 350 F	360	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 0 - 3 mm	676	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 3 - 7 mm	512	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 8 - 15 mm	777	kg/m <sup>3</sup>
Gesamtwasser	194	l/m <sup>3</sup>

Frischbetondaten

Art	Maß	Dimension
Verdichtung: Rütteltisch	25	s
Frischbetondichte	2400	kg/m <sup>3</sup>
Verdichtungsmaß	1,10	1
Wasser durch Darren	8,70	%

Festbetondaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension
Würfelfestigkeit 20/20/20	28 d	46,7	N/mm <sup>2</sup>
Würfelfestigkeit 20/20/20	402 d	55,62	N/mm <sup>2</sup>
Rohdichte	28 d	2370	kg/m <sup>3</sup>
Lagerung nach DIN 1048	402 d	20/65	°C/% r.F.

Versuchsdaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension
Zylinderfestigkeit 8/30	402 d	32,0	N/mm <sup>2</sup>
Elastizitätsmodul 8/30	402 d	-	N/mm <sup>2</sup>
Bruchdehnung 8/30	402 d	-	%
Betonfeuchte 8/30	402 d	2,3	%
Kriechversuche 8/30	402 - 409 d	-	-
Aufheizung	-	0,5; 2; 4;	K/min
Belastung im Versuch	-	10; 20	%
Vorbehandlung	402 d	Lagerung nach DIN 1048	-

Betontechnologische Daten der Betonserie NB 12

Mischungsaufbau

Stoff	Menge	Dimension
Portlandzement 350 F	360	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 0 - 3 mm	679	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 3 - 7 mm	516	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 8 - 15 mm	786	kg/m <sup>3</sup>
Gesamtwasser	194	l/m <sup>3</sup>

Frischbetondaten

Art	Maß	Dimension
Verdichtung: Rütteltisch	25	s
Frischbetondichte	2385	kg/m <sup>3</sup>
Verdichtungsmaß	1,17	1
Wasser durch Darren	8,64	%

Festbetondaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension
Würfelfestigkeit 20/20/20	28 d	51,1	N/mm <sup>2</sup>
Würfelfestigkeit 20/20/20	546 d	57,49	N/mm <sup>2</sup>
Rohdichte	28 d	2360	kg/m <sup>3</sup>
Lagerung nach DIN 1048	546 d	20/65	°C/% r.F.

Versuchsdaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension
Zylinderfestigkeit 8/30	546 d	37,4	N/mm <sup>2</sup>
Elastizitätsmodul 8/30	546 d	-	N/mm <sup>2</sup>
Bruchdehnung 8/30	546 d	-	%
Betonfeuchte 8/30	546 d	1,8	%
<u>Kriechversuche</u> 8/30	546 - 577 d	-	-
Aufheizung	-	0,5; 2; 4	K/min
Belastung im Versuch	-	30; 45; 60	%
Vorbehandlung	546 d	Lagerung nach DIN 1048	-



Betontechnologische Daten der Betonserie NB 14

Mischungsaufbau

Stoff	Menge	Dimension
Portlandzement 350 F	360	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 0 - 2 mm	671	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 2 - 8 mm	512	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 8 - 16 mm	774	kg/m <sup>3</sup>
Gesamtwasser	194	l/m <sup>3</sup>

Frischbetondaten

Art	Maß	Dimension
Verdichtung: Rütteltisch	25	s
Frischbetondichte	2400	kg/m <sup>3</sup>
Verdichtungsmaß	1,11	1
Wasser durch Darren	8,25	%

Festbetondaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension
Würfelfestigkeit 20/20/20	28 d	55,0	N/mm <sup>2</sup>
Würfelfestigkeit 20/20/20	-	-	N/mm <sup>2</sup>
Rohdichte	28 d	2390	kg/m <sup>3</sup>
Lagerung nach DIN 1048		20/65	°C/‰ r.F.

Versuchsdaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension	
Zylinderfestigkeit	8/30	1189 d	39,8	N/mm <sup>2</sup>
Elastizitätsmodul	8/30	1189 d	23.000	N/mm <sup>2</sup>
Bruchdehnung	8/30	1189 d	2,99	‰
Betonfeuchte	8/30	1189 d	1,4	‰
Kriechversuche	8/30	1129 - 1392 d	-	-
Aufheizung		-	2	K/min
Belastung im Versuch		-	15; 30	‰
Vorbelastung		1229 d	Lagerung nach DIN 1048	-

Betontechnologische Daten der Betonserie NB 15

Mischungsaufbau

Stoff	Menge	Dimension
Portlandzement 350 F	360	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 0 - 2 mm	653	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 2 - 8 mm	499	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 8 - 16 mm	768	kg/m <sup>3</sup>
Gesamtwasser	191	l/m <sup>3</sup>

Frischbetondaten

Art	Maß	Dimension
Verdichtung: Rütteltisch	25	s
Frischbetondichte	2400	kg/m <sup>3</sup>
Verdichtungsmaß	1,12	1
Wasser durch Darren	8,35	%

Festbetondaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension
Würfelfestigkeit 20/20/20	28 d	58,6	N/mm <sup>2</sup>
Würfelfestigkeit 20/20/20	1176 d	53,0	N/mm <sup>2</sup>
Rohdichte	28 d	2380	kg/m <sup>3</sup>
Lagerung nach DIN 1048	1176 d	20/65	°C/% r.F.

Versuchsdaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension	
Zylinderfestigkeit	8/30	1170 d	39,8	N/mm <sup>2</sup>
Elastizitätsmodul	8/30	1170 d	23.000	N/mm <sup>2</sup>
Bruchdehnung	8/30	1170 d	2,77	%
Betonfeuchte	8/30	1170 d	1,4	%
Kriechversuche	8/30	1183 - 1336d	-	-
Aufheizung	-	-	2	K/min
Belastung im Versuch	-	-	15; 30	%
Vorbehandlung	1177 d	Lagerung nach DIN 1048 105°C Trocknung vor dem Versuch	-	-

Betontechnologische Daten der Betonserie NB 16

Mischungsaufbau

Stoff	Menge	Dimension
Portlandzement 350 F	360	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 0 - 2 mm	677	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 3 - 8 mm	507	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 8 - 15 mm	786	kg/m <sup>3</sup>
Gesamtwasser	194	l/m <sup>3</sup>

Frischbetondaten

Art	Maß	Dimension
Verdichtung: Rütteltisch	25	s
Frischbetondichte	2410	kg/m <sup>3</sup>
Verdichtungsmaß	1,11	1
Wasser durch Darren	8,87	%

Festbetondaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension
Würfelfestigkeit 20/20/20	28 d	52,5	N/mm <sup>2</sup>
Würfelfestigkeit 20/20/20	860 d	58,4	N/mm <sup>2</sup>
Rohdichte	28 d	2410	kg/m <sup>3</sup>
Lagerung nach DIN 1048	860 d	20/65	°C/% r.F.

Versuchsdaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension	
Zylinderfestigkeit	8/30	860 d	41,0	N/mm <sup>2</sup>
Elastizitätsmodul	8/30	860 d	-	N/mm <sup>2</sup>
Bruchdehnung	8/30	860 d	-	%
Betonfeuchte	8/30	860 d	1,66	%
Kriechversuche	8/30	860 - 1045d	-	-
Aufheizung	-	-	2	K/min
Belastung im Versuch	-	-	variabel	%
Vorbehandlung	860 d	Lagerung nach DIN 1048	-	-

Betontechnologische Daten der Betonserie NB 17

Mischungsaufbau

Stoff	Menge	Dimension
Portlandzement 350 F	360	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 0 - 2 mm	666	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 3 - 7 mm	509	kg/m <sup>3</sup>
Quarzsandzuschlag 8 - 16 mm	781	kg/m <sup>3</sup>
Gesamtwasser	194	l/m <sup>3</sup>

Frischbetondaten

Art	Maß	Dimension
Verdichtung: Rütteltisch	25	s
Frischbetondichte	2410	kg/m <sup>3</sup>
Verdichtungsmaß	1,11	1
Wasser durch Darren	8,40	%

Festbetondaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension
Würfelfestigkeit 20/20/20	28 d	54,0	N/mm <sup>2</sup>
Würfelfestigkeit 20/20/20	1047 d	53,17	N/mm <sup>2</sup>
Rohdichte	28 d	2390	kg/m <sup>3</sup>
Lagerung nach DIN 1048	1047 d	20/65	°C/% r.F.

Versuchsdaten

Art	Betonalter	Maß	Dimension	
Zylinderfestigkeit	8/30	1047 d	38,0	N/mm <sup>2</sup>
Elastizitätsmodul	8/30	1047 d	-	N/mm <sup>2</sup>
Bruchdehnung	8/30	1047 d	-	%
Betonfeuchte	8/30	1047 d	1,51	%
Kriechversuche	8/30	1047 - 1137 d	-	-
Aufheizung	-	-	2	K/min
Belastung im Versuch	-	-	variabel	%
Vorbehandlung	1047 d	-	Lagerung nach DIN 1048	-



In der Schriftenreihe des Instituts für  
Baustoffkunde und Stahlbetonbau, Technische  
Universität Braunschweig, sind bisher erschienen:

- Heft 1 : Über das Verdunstungsverhalten und den Nachweis  
öliger Holzschutzmittel (1962)  
von Rolf Deters - vergriffen -
- Heft 2 : Das Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbau-  
teilen unter Feuerangriff (1963)  
von Karl Kordina - vergriffen -
- Heft 3 : Zur Stabilitätsfrage des Zweigelenkbogens mit  
biegeweichem Zugband und schlaffen Hängestangen  
(1963)  
von Josef Eibl - vergriffen -
- Heft 4 : Ein Verfahren zur Bestimmung des Vorspannverlustes  
infolge Schlupf in der Verankerung - Zur Frage  
der Temperatur-Beanspruchung von kreiszylindrischen  
Stahlbetonsilos - (1964)  
von Karl Kordina und Josef Eibl
- Heft 5 : Über den Schalungsdruck von Frischbeton (1965)  
von Helmut Ertingshausen
- Heft 6 : Transportphänomene in Betonporen (1966)  
von Nils Valerian Waubke
- Heft 7 : Ein Beitrag zur rechnerischen Bemessung von  
brandbeanspruchten balkenartigen Stahlbetonbau-  
teilen (1967)  
von Herbert Ehm - vergriffen -
- Heft 8 : Möglichkeiten der Bestimmung der kritischen  
Last von Stab- und Flächentragwerken mit Hilfe  
ihrer Eigenfrequenz (1967)  
von Joachim Steinert - vergriffen -
- Heft 9 : Untersuchungen an dämmschichtbildenden Feuer-  
schutzmitteln (1967)  
von Axel Lämmke - vergriffen -
- Heft 10 : Beitrag zur Frage der Kippstabilität aufgehängter  
Balkenträger und gerader, flächenartiger Träger  
(1968)  
von Kamal Fouad Rafla - vergriffen -
- Heft 11 : Die Traglast von offenen, kreisförmigen Stahl-  
betonquerschnitten - Erazier-Effekt - (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 (1969)  
von Günther Fuchs
- Heft 14 : Wände aus Holz und Holzwerkstoffen unter Feuerangriff (1970)  
von Claus Meyer-Ottens
- Heft 15 : Beurteilung von Bauwerksfestigkeiten an Hand von Betongütewürfeln und -bohrproben (1970)  
von Ralf Lewandowski - vergriffen -
- Heft 16 : Untersuchungen zur Frage der Rissesicherung von leichten Trennwänden aus Gips-Wandbauplatten (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 - (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 (1972)  
von Kurt Liermann
- Heft 21 : Zum Trag- und Verformungsverhalten ebener Stockwerkrahmen aus Stahlbeton (1972)  
von Béla Jankó
- Heft 22 : Zur Frage des Spannungsrißkorrosionsverhaltens kohlenstoffarmer Betonstähle in Nitratlösungen unter Berücksichtigung praxisnaher Verhältnisse (1972)  
von Ulf Nürnberger
- Heft 23 : Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung (1972)  
von Claus Meyer-Ottens

- Heft 24 : Über die Steinkohlenflugasche und ihre Wirkung auf die Eigenschaften von Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge im frischen und festen Zustand (1973)  
von Hassan Taha El-Arousy
- Heft 25 : Mechanismen der Spannungskorrosion von Spannstählen im Hinblick auf ihr Verhalten in Spannbetonkonstruktionen (1973)  
von Günter Rieche
- Heft 26 : Beitrag zur rechnerischen Ermittlung von Zwangsschnittgrößen unter Berücksichtigung des wirklichen Verformungsverhaltens des Stahlbetons (1974)  
von Eckhard Tennstedt
- Heft 27 : Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei hohen Temperaturen (1973)  
von Ulrich Schneider
- Heft 28 : Ein dreiparametrisches, komplexes Ultraschall-Prüfverfahren für die zerstörungsfreie Materialprüfung im Bauwesen (1974)  
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)  
von Josef Eibl und György Iványi - vergriffen -
- 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 (1976)  
von Olaf Hjorth
- Heft 33 : Traglastberechnung instationär thermisch belasteter schlanker Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung (1976)  
von Wolfram Klingsch
- Heft 34 : Thermische Zerstörung natürlicher Zuschlagstoffe im Beton (1977)  
von Farid Djamous

- Heft 35 : Zur Frage des Trag- und Verformungsverhaltens ebener Stahlbetonrahmen im Brandfall (1977) von Ataman Haksever
- Heft 36 : Ein Beitrag zur Traglastermittlung von vierseitig gelagerten Stahlbetonwänden (1977) von Karl-Heinz Storkebaum
- Heft 37 : Zur thermischen Beanspruchung von Außenstützen im Brandfall (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 (1978) von Rolf Weiß
- Heft 40 : Zum Schwingkriechen von Beton (1978) von Willi Alda
- Heft 41 : Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken mit rechteckigem Querschnitt unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion (1979) von Manfred Teutsch

Die Schriftenreihe des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau wird im Selbstverlag herausgegeben.