

SYMPOSIUM

11. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung
Karlsruher Institut für Technologie, 12. März 2015

Betonverformungen beherrschen Grundlagen für schadensfreie Bauwerke



Symposium

Betonverformungen beherrschen –
Grundlage für schadensfreie Bauwerke

Herausgeber:
Harald S. Müller, Ulrich Nolting, Michael Haist, Marco Kromer

Symposium

Betonverformungen beherrschen – Grundlage für schadensfreie Bauwerke

11. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung
Karlsruher Institut für Technologie (KIT), 12. März 2015

mit Beiträgen von:

Dr.-Ing. Diethelm Bosold
Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Brameshuber
Dipl.-Ing. Raphael Breiner
Dr.-Ing. Andreas Fäcke
Dr.-Ing. Frank Fingerloos
Dipl.-Chem. Martina Götze
Dr.-Ing. Michael Haist
Dr.-Ing. Vladislav Kvitsel
Dr.-Ing. Peter-Michael Mayer
Prof. Dr.-Ing. Viktor Mechtcherine
Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller
Dr.-Ing. Christoph Niklasch
Prof. Dr.-Ing. Stefan Röhling
Dr.-Ing. Patrick Schäffel
Dr.-Ing. Franz-Hermann Schlüter

Veranstalter:

Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie
76128 Karlsruhe

VDB – Verband Deutscher Betoningenieure e. V.
Regionalgruppen 9 und 10

Beton Marketing Süd GmbH
Gerhard-Koch-Straße 2+4
73760 Ostfildern

Titelbildcollage

Oben rechts © Roland Halbe, Bild Mitte © Brigida Gonzales, Unten links © Roland Halbe

Hinweis der Herausgeber

Für den Inhalt namentlich gekennzeichnete Beiträge ist die jeweilige Autorin bzw. der jeweilige Autor verantwortlich.

Impressum



Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
KIT Scientific Publishing
Straße am Forum 2
D-76131 Karlsruhe

KIT Scientific Publishing is a registered trademark of Karlsruhe Institute of Technology. Reprint using the book cover is not allowed.

www.ksp.kit.edu



This document – excluding the cover – is licensed under the Creative Commons Attribution-Share Alike 3.0 DE License (CC BY-SA 3.0 DE): <http://creativecommons.org/licenses/by-sa/3.0/de/>



The cover page is licensed under the Creative Commons Attribution-No Derivatives 3.0 DE License (CC BY-ND 3.0 DE): <http://creativecommons.org/licenses/by-nd/3.0/de/>

Print on Demand 2015

ISBN 978-3-7315-0343-9

DOI: 10.5445/KSP/1000045626

Vorwort

Das Verformungsverhalten von Beton ist im Vergleich zu jenem anderer Werkstoffe äußerst komplex und wird insbesondere durch Trocknungs- und Feuchteabsorptionsprozesse stark beeinflusst. Die beispielsweise aus einer Trocknung oder einer Langzeitbelastung des Betons resultierenden Verformungen dürfen dabei aufgrund ihrer Größe nicht vernachlässigt werden und müssen Eingang in die Bemessung finden. Hierbei ist eine enge Zusammenarbeit zwischen dem Tragwerksplaner und dem Betontechnologen erforderlich. Im vorliegenden Tagungsband zum 11. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung am Karlsruher Institut für Technologie (KIT) werden die Grundlagen und Methoden zur Beherrschung des Verformungsverhaltens von Beton systematisch aufbereitet. Hierdurch soll der Anwender in die Lage versetzt werden, verformungstechnisch anspruchsvolle Bauaufgaben zu beherrschen.

Im ersten Themenblock des vorliegenden Tagungsbands werden die verschiedenen Mechanismen, die zu einer Verformung führen, sowie deren Einflussgrößen behandelt. Weiterhin wird gezielt auf die Leistungsfähigkeit der zur Verfügung stehenden Modelle zur Vorhersage der Betonverformung eingegangen. Im zweiten Themenblock werden die Methoden zur Beherrschung des Verformungsverhaltens aufgezeigt und anhand ausgewählter Beispiele durch namhafte Autoren erläutert. Abschließend werden in zwei Beiträgen alltägliche, aber auch neue, innovative Methoden der Verformungsbeherrschung vorgestellt.

Der vorliegende Tagungsband fasst die Beiträge der einzelnen Referenten zum 11. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung zusammen.

Die Veranstalter

Inhalt

Vorwort V

Verformung von Beton – Betontechnologische Grundlagen

Michael Haist Harald S. Müller	Thermische Verformung von Beton	1
Viktor Mechtcherine Martina Götze	Schwinden und Schrumpfen – Lastunabhängige Betonverformungen	15
Wolfgang Brameshuber	E-Modul von Beton – Einflussgrößen, Vorhersage, Prüfungen und Erfahrungen aus der Praxis	29
Harald S. Müller Michael Haist Vladislav Kvitsel Raphael Breiner	Kriechen und Schwinden von Beton – Mechanismen, Einflussgrößen und stoffgesetzliche Modelle	37

Verformungsbemessung – Von der Theorie zur Praxis

Frank Fingerloos	Früher oder später Zwang – Kann man die Rissbreiten dabei zielsicher begrenzen?	55
Stefan Röhling	Vermeidung der Frühschwindrissbildung bei der Herstellung von Stahlbeton-Fahrbahnplatten für ein großflächiges Parkdeck	63
Franz-H. Schlüter Andreas Fäcke	Verformungseinflüsse auf die Analyse und Bewertung von Stahlbetonstrukturen in der Praxis	75
Christoph Niklasch Peter-Michael Mayer	Vorspannversuch für ein adiabates Druckluftspeicherkraftwerk	87

Alltägliche und innovative Methoden der Verformungsbeherrschung

Diethelm Bosold	Schwindarmer Beton = WU Beton ?	99
Patrick Schäffel	Wirkungsweise schwindreduzierender Zusatzmittel und deren Einfluss auf wesentliche Eigenschaften von Beton	105
	Programm des Symposiums	113
	Autorenverzeichnis	115
	Themen vergangener Symposien	117

Thermische Verformung von Beton

Michael Haist und Harald S. Müller

Zusammenfassung

Thermisch bedingte Verformungen von Beton sind insbesondere für die Bemessung von Bauteilen auf Zwang infolge abfließender Hydratationswärme, d. h. für frühen Zwang von besonderer Bedeutung. Der vorliegende Beitrag gibt einen kurzen Überblick über die Ursachen der thermisch bedingten Betonverformung und erläutert anhand von Literaturdaten, wie dieses durch betontechnologische Maßnahmen beeinflusst werden kann. Von zentraler Bedeutung für den Tragwerksplaner ist die Frage, in wie weit behinderte thermische Verformungen und daraus resultierende Zwangsspannungen mit einer Rissbildung korrelieren und daher bei der Berechnung des Mindestbewehrungsgehalts berücksichtigt werden müssen. Hierzu wird zunächst anhand der Arbeiten von Breitenbücher der Zusammenhang zwischen behinderter thermischer Verformungen und einer Rissbildung aufgezeigt und dann das Bemessungsmodell von Bödefeld für massige Bauteile vorgestellt. Der Beitrag schließt mit einer vergleichenden Betrachtung des Einflusses unterschiedlicher betontechnologischer Kenngrößen auf den Mindestbewehrungsgehalt von Massenbetonen.

1 Einführung

Für die Gebrauchstauglichkeitsbemessung - und hier den Nachweis der Rissbreitenbegrenzung - von Stahlbetontragwerken spielt das thermische Verformungsverhalten von Beton eine entscheidende Rolle. Dies ist im Wesentlichen auf die Tatsache zurückzuführen, dass das Bauteil sich bereits während der Betonage infolge der chemisch exothermen Reaktion des Zements mit dem Anmachwasser lokal stark unterschiedlich erwärmt und die resultierenden Wärmedehnungen durch die gleichzeitig voranschreitende Festigkeits- und Steifigkeitsentwicklung dem Bauteil somit eingeprägt werden. Weiterhin unterliegen Betonbauteile auch im ausgehärteten Zustand Temperaturänderungen bzw. lokalen Temperaturgradienten, die im Bauteil einen Eigenspannungszustand - und bei statisch unbestimmter Lagerung - zusätzlich Zwangsspannungen aus einer behinderten Wärmedehnung hervorrufen können. Schließlich unterliegen alle im Beton ablaufenden Verformungsvorgänge (z. B. Schwinden, Kriechen, elastische Verformung etc.) einer stark ausgeprägten Temperaturabhängigkeit, die bei verformungskritischen Bauwerken ebenfalls durch den Tragwerksplaner berücksichtigt werden muss.

Während die statische Bemessung von Betonbauteilen grundsätzlich auf dem Vergleich der Einwirkungen und der diesen gegenüberstehenden Widerständen basiert, wird bei der Bemessung auf thermisch bedingte Zwangsspannungen von diesem Prinzip abgewichen. Sowohl in DIN 1045-1 als auch Eurocode 2 (DIN EN 1992-1-1) wird im vereinfachten

Bemessungsverfahren - das heute gängige Praxis ist - auf eine direkte Berechnung der Verformungen bzw. behinderten Verformungen und der daraus resultierenden Eigen- und Zwangsspannungen verzichtet [1], [2]. Stattdessen wird die erforderliche Mindestbewehrung im Bauteil $A_{s,min}$ anhand der zum Zeitpunkt des Risseintritts vorliegenden Zugfestigkeit des Betons $f_{ct,eff}$ und der Fläche der Zugzone A_{ct} abgeschätzt.

$$A_{s,min} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} \quad (1)$$

Die im Bauteil tatsächlich aus einer behinderten Verformung auftretenden Spannungen sind somit für die Bemessung der Mindestbewehrung unerheblich, was insbesondere bei Massenbetonbauteilen zu einer unwirtschaftlichen Bauweise führt [3], [4].

Dieser Einschränkung begegnet man in EC 2 durch Einführung der Faktoren k bzw. k_c , die die nichtlinear verteilten Eigenspannungen bzw. die Spannungsverteilung im ungerissenen Querschnitt berücksichtigen sollen (Details siehe [2]). Beide Faktoren sind u. a. eine Funktion der Bauteilgeometrie. Hierdurch wird der Tatsache Rechnung getragen, dass infolge abfließender Hydratationswärme i. d. R. keine homogene Temperaturverteilung und damit auch keine homogene Spannungsverteilung im Bauteilquerschnitt vorliegt (ansonsten $k_c = 1,0$). Insbesondere für Massenbauteile reicht jedoch auch die Hinzunahme dieser Hilfsbeiwerte nicht aus, um zu einer wirtschaftlichen Bemessung zu führen.

Ein weiterer Nachteil des in Gleichung (1) dargestellten Bemessungsansatzes liegt in der Tatsache

begründet, dass sich die Abschätzung der zum Zeitpunkt der Erstrissbildung vorliegenden Betonzugfestigkeit äußerst schwierig gestaltet. In der Praxis wird dieser Wert i. d. R. fälschlicherweise zu $f_{ct,eff} = 0,5 \cdot f_{ctm}$ abgeschätzt (siehe z. B. [3]). Diese Abschätzung ist deswegen sehr schwierig, da für eine genaue Vorhersage des Eintritts der Erstrissbildung die aus thermischer und elastischer Dehnung, Schwinden, Kriechen (und Relaxation) resultierenden freien Verformungen und zum anderen die zeitliche Entwicklung der Betonzugfestigkeit an jeder Stelle des Bauteils bekannt sein müssten. Mit Blick auf das Thema des vorliegenden Beitrags ist dabei zu beachten, dass sowohl das Verformungsverhalten des Betons als auch die zeitliche Entwicklung der Beton(zug)festigkeit jeweils Funktionen der Temperatur im Bauteil sind. Weiterhin ist eine einfache Superposition einzelner Verformungsanteile im frühen Betonalter nur unter großen Einschränkungen bei der Vorhersagegenauigkeit möglich (vgl. [5]). Insbesondere im Bereich des Wasserbaus und bei Massenbetonbauteilen mit großen Querschnittsabmessungen ist die Berechnung von freien Verformungen und der aus deren Behinderung resultierenden Spannungen jedoch die einzige verlässliche Art der Bemessung (siehe Kapitel 6).

Zielsetzung dieses Beitrags ist es nicht, Bemessungsmodelle vorzustellen und im Detail zu diskutieren, sondern die betontechnologischen Möglichkeiten zur Minimierung thermischer Zwangsspannungen aufzuzeigen und deren Leistungsfähigkeit mittels gängiger Bemessungsmodelle zu bewerten.

Der vorliegende Beitrag ist in 7 Kapitel gegliedert. Im Anschluss an die vorliegende Einführung werden in Kapitel 2 zunächst die einzelnen Verformungsarten im Beton, d. h. die Wärmedehnung, das Schwinden, das Kriechen und das elastische Verformungsverhalten definiert. Hier und in den folgenden Kapiteln wird insbesondere der Frage nachgegangen, in wie weit es berechtigt ist, die einzelnen Verformungsarten als voneinander unabhängig zu betrachten. Kapitel 3 erläutert kurz Ursachen und Einflussgrößen der Wärmeentstehung im Beton infolge der Hydratation. In Kapitel 4 wird dann das Wärmedehnverhalten von Beton und dessen Einflussgrößen im Detail vorgestellt. Für detaillierte Ausführungen wird an den entsprechenden Stellen auf die weiterführenden Beiträge des vorliegenden Tagungsbands verwiesen. Kapitel 5 gibt einen Überblick über messtechnische Methoden zur Messung des Wärmedehn- und Zwangverhaltens. In Kapitel 6 werden dann Bemessungsansätze vorgestellt, die eine direkte Berücksichtigung von aus behinderten Verformungen resultierenden Eigen- und Zwangsspannungen gestatten. Der Beitrag schließt in Kapitel 7 mit einer kurzen Zusammenfassung.

2 Arten der Betonverformung und mögliche Wechselwirkungen

Ein wesentlicher Grundsatz bei der Beschreibung des Verformungsverhaltens von Beton ist die Aufteilung der Gesamtverformung in einzelne Anteile und die Zuordnung dieser Anteile zu unterschiedlichen Ursachen und Mechanismen (siehe [6]). Hierbei wird zwischen den nachfolgend aufgeführten Verformungsarten unterschieden, wobei der Übergang zwischen den einzelnen Verformungsarten häufig fließend ist.

Wärmedehnung: Wird Beton erwärmt, so dehnt er sich infolge der auf molekularer Ebene ablaufenden Brown'schen Bewegung sowie aufgrund physikalischer Änderungen beispielsweise in der Oberflächenspannung des Porenwassers aus [7]. Die Wärmedehnung ε_T wird zumeist gemäß Gleichung 2 als Produkt aus der Temperaturänderung ΔT und der Wärmedehnzahl α_T ausgedrückt.

$$\varepsilon_T = \alpha_T \cdot \Delta T \quad (2)$$

Die Wärmedehnzahl α_T besitzt dabei die Dimension Dehnung pro Kelvin [K^{-1}] und wird in der Regel an Probekörpern mit möglichst abgeschlossener Hydratation im versiegelten Zustand bei einer stufenweisen Temperaturänderung der Probe und gleichzeitigen Messung der Verformung ermittelt. Analog zur elastischen Verformung wird die Wärmedehnung eines Werkstoffes normalerweise als instantane Verformung angesehen, d. h. Gleichung (2) ist unabhängig von der Zeit. Diese Herangehensweise ist für Beton jedoch i. d. R. nicht gültig, wie die Ausführungen von Dettling zeigen [7].

Auf das Wärmedehnverhalten von Beton wird ausführlich in Kapitel 4 eingegangen.

Frühschwinden: Das sog. Frühschwinden bezeichnet die Verformung des frischen bzw. erstarrenden Betons infolge einer Wasserabsonderung und ggf. einem Wasserverlust infolge Verdunstung an der Betonoberfläche. Es kann durch eine geeignete Betonzusammensetzung in Verbindung mit einer guten Nachbehandlung weitgehend vermieden werden. Häufig wird das Frühschwinden auch als Kapillarschwinden, plastisches Schwinden oder Setzen bezeichnet. Der zugrundeliegende Verformungsmechanismus unterscheidet sich von dem des Grund- und Trocknungsschwindens. Nähere Informationen zum Frühschwinden geben Mechtcherine et al. [8].

Schwinden: Die Schwindverformung von Beton kann in das sog. Grundschwinden und das Trocknungsschwinden untergliedert werden. Bereits unmittelbar nach dem Anmischen des Betons kommt

es zu einer chemischen Reaktion zwischen dem Zement und dem Anmachwasser. Da die Hydratationsprodukte - im Wesentlichen Calcium-Silikat-Hydrat Phasen (CSH) und Calciumhydroxide - ein geringeres Volumen als die für die Bildung der zuvor genannten Mineralphasen verwendeten Ausgangsstoffe besitzen, kommt es insbesondere im frühen Stadium der Hydratation zu einer signifikanten Volumenverringerng (sog. chemisches Schwinden). Mit der andauernden chemischen Umsetzung von Anmachwasser und der Bildung von Zementgels geht auch eine Abnahme des Wassergehalts in den Poren - eine sog. innere Austrocknung - einher. Dieser Vorgang ist insbesondere bei Betonen mit geringen w/z-Werten von großer Relevanz (siehe z. B. [8]).

Sowohl das chemische Schwinden als auch die innere Austrocknung sind unabhängig von der Umgebungfeuchte und somit insbesondere für versiegelte als auch für massige Bauteile maßgebend. Die Summe beider Verformungsanteile wird gemäß [1] auch als sog. Grundschrwinden bezeichnet (siehe Abb. 1).

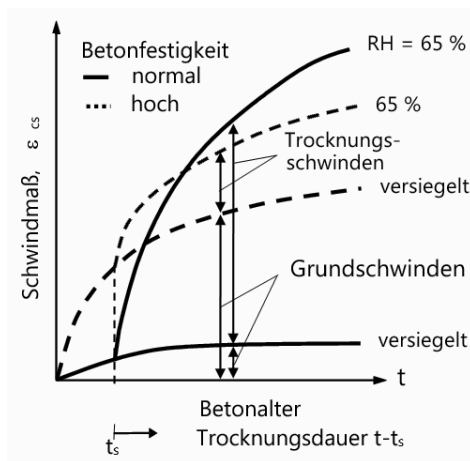


Abb. 1 Schematische Darstellung der Grund- und Trocknungsschwindverformung von Beton [6]

Wird der Beton nach Abschluss der Nachbehandlung einer Trocknung ausgesetzt, so wird die Entleerung der Poren weiter beschleunigt. Die energetischen Wechselwirkungen zwischen benetzten Oberflächen und die Oberflächenspannung des Porenwassers haben einen mechanischen Spannungszustand in der Mikrostruktur des Zementsteins zu Folge, der sich makroskopisch in teilweise ausgeprägten Verformungen äußert. Als sog. Trocknungsschwinden wird dabei die Differenz zwischen der Gesamtverformung der trocknenden Probe und der

Grundschrwindverformung einer bei gleicher Temperatur gelagerten, versiegelten Probe bezeichnet. Sowohl das Grund- als auch das Trocknungsschwinden sind in hohem Maße von der Temperatur abhängig.

Elastische Verformung: Ähnlich wie das Wärme-dehnverhalten von Beton wird auch das elastische Verformungsverhalten in den Normen vereinfachend als zeitunabhängige Größe angegeben. Im linear elastischen Bereich führt eine mechanische Belastung mit einer Spannung σ unmittelbar zu einer Dehnung ϵ_{ci} . Das Verhältnis zwischen der Spannung σ und der Dehnung ϵ_{ci} wird im Hooke'schen Gesetz durch den E-Modul E_{co} angegeben.

$$\epsilon_{ci} = \frac{\sigma}{E_{co}} \quad (3)$$

Der E-Modul und dessen zeitliche Entwicklung spielen bei der Umrechnung der aus den unterschiedlichen Mechanismen resultierenden behinderten Dehnungen in mechanische Spannungen eine zentrale Rolle. Einen guten Überblick über die Methoden zur Vorhersage und zur Messung des E-Moduls gibt Brameshuber [9].

Kriechen und Relaxation: Analog zum Schwinden, kann auch das Kriechen von Beton in einen trockenungsunabhängigen Teil, das sog. Grundkriechen, und in einen trockenungsabhängigen Teil, das Trocknungskriechen unterteilt werden. Es bezeichnet die Verformung des Betons unter einer vorgegebenen mechanischen Belastung und wird durch die Messung der Verformung von versiegelten bzw. trocknenden Betonproben unter einem konstanten Klima bei konstanter Belastung ermittelt. Im Regelfall wird die Belastung im Kriechversuch maximal zu ca. 40 % der Kurzzeitfestigkeit gewählt, da bis zu diesem Wert von einem linearen Zusammenhang zwischen dem Belastungsgrad und der Kriechverformung auszugehen werden kann. Mit zunehmendem Belastungsgrad nehmen jedoch die Kriechverformungen überproportional zu.

Im vorliegenden Beitrag werden das Kriechen und die Relaxation von Beton ursächlich auf denselben Mechanismus zurückgeführt (siehe [6]). Das Relaxationsverhalten ist dabei besonders für die mechanische Beschreibung von Zwangspannungszuständen relevant. Unter Relaxation versteht man dabei den Rückgang der Spannungen im Material bei gleichbleibender Verformung.

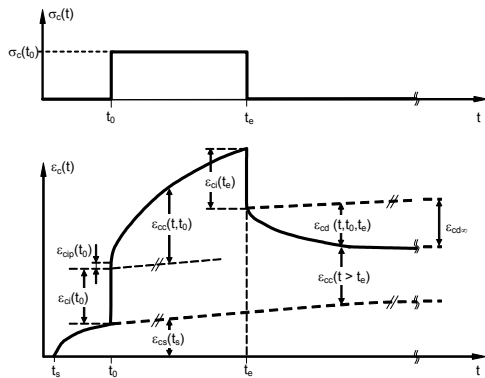


Abb. 2 Übliche Definition der Verformungskomponenten von Beton im Einstufenversuch [6]

3 Wärmeentstehung in Beton

Die treibende Kraft des thermischen Verformungsverhaltens von Beton stellen Temperaturänderungen im Betonbauteil dar. Von besonderer Relevanz ist dabei die Erwärmung des Bauteils infolge der durch die Bindemittel während dem Abbinden freigesetzten Hydratationswärme. Nicht zu vernachlässigen sind jedoch auch Temperaturänderungen infolge externer Wärmequellen, wie beispielsweise infolge einer einseitigen Besonnung und einer schlagartigen Abkühlung durch Regen.

Einen umfassenden Überblick über die hydrationsbedingte Erwärmung des Betons geben beispielsweise Röhling [10] oder Grübl [11]. Da der Schwerpunkt des vorliegenden Beitrags auf dem Verformungsverhalten von Beton liegt, werden nachfolgend nur die wesentlichen Mechanismen der Hydratationswärmeentwicklung erläutert. Für die Berechnung der Temperaturverteilung in einem Betonbauteil stehen heute leistungsfähige Softwarepakete zur Verfügung, die den Betontechnologen bei der Entwicklung entsprechender Betone unterstützen.

Die Hydratation des Zements stellt eine exotherme chemische Reaktion dar, bei der in Abhängigkeit von der gewählten Zement- bzw. Bindemittelart und dessen Gehalt eine bestimmte Wärmemenge freigesetzt wird. Die im Beton dadurch freigesetzte Energie kann mithilfe von Gl. 4 berechnet werden.

$$Q_{pot} = C \cdot maxQ_{Csp} + FA \cdot Q_{FA} + \dots \quad (4)$$

Hierin bezeichnen C bzw. FA den Zement und Flugaschegehalt in kg/m³ und maxQ_{Csp} sowie Q_{FA} die Energiefreisetzungsrate dieser Stoffe infolge der Hydratation [12]. Die Hydratationswärme des Zements bzw. der Bindemittel sollte im Zweifelsfall experimentell bestimmt bzw. vom Bindemittellieferant erfragt werden. Tab. 1 gibt einen kurzen Überblick über die spezifische Hydratationswärme maxQ_{Csp} typischer Zemente [12].

Tab. 1 Überblick über die spezifische Hydratationswärme typischer Zemente [12]

Zementart	maxQ _{Csp} [kJ/kg]
CEM I	375 - 525
CEM II/A-S	355 - 470
CEM II/B-S	355 - 440
CEM III/A	365 - 415
CEM III/B	355 - 365

Die vom Bindemittel abgegebene Wärmeenergie wird im Beton in eine Erwärmung - d. h. Temperaturerhöhung - des Gemisches umgesetzt. Ohne Wärmeabflüsse nach außen kann die max. Erwärmung des Betons maxΔT_{ad} aus dem Quotienten der freigesetzten Energie Q_{pot} und der Wärmekapazität c_c sowie der Rohdichte ρ_c des Betons berechnet werden.

$$max\Delta T_{ad} = \frac{Q_{pot}}{c_c \cdot \rho_c} \quad (5)$$

Rostásy et al. [12] geben für die Wärmekapazität von Normalbeton im frischen und jungen Zustand Werte von 1,0 bis 1,15 kJ/(kg·K) und für erhärteten, feuchten Beton 0,9 bis 1,0 kJ/(kg·K) an.

Bei der Anwendung der zuvor genannten Gleichungen muss beachtet werden, dass Q_{pot} die maximal vom Bindemittel abgegebene Energiemenge angibt, dass jedoch die Energiefreisetzung vom Fortschritt der Hydratation abhängig und somit eine Funktion der Zeit ist. Weiterhin ist die lokale Erwärmung eines Betonbauteils infolge der Hydratation auch von den thermischen Randbedingungen abhängig. Beispielsweise werden Betonschichten an der Außenseite eines Bauteils schneller auskühlen als Betonschichten im inneren einer dicken Betonplatte. Die Berechnung der Temperaturverteilung in einem Betonbauteil erfolgt daher heute weitgehend mittels numerischer Methoden, die nach der Erfahrung der Unterzeichner sehr verlässliche Ergebnisse (bei korrekter Berücksichtigung der Materialeigenschaften und der thermischen Randbedingungen) liefern.

4 Wärmedehnverhalten von Beton

Das Wärmedehnverhalten von Beton wird - wie Bereits in Kapitel 2 erläutert - i. d. R. vereinfachend durch Gleichung 2, d. h. mithilfe der Wärmedehnzahl α_T abgebildet. Der Wert α_T beschreibt dabei die Längenausdehnung eines Körpers infolge eines Temperaturunterschieds von 1 K. Da die Wärmedehnzahl α_T von der vorherrschenden Temperatur abhängig ist, wird sie zumeist als Mittelwert für einen bestimmten Temperaturbereich als sog. lineare Wärmedehnzahl angegeben [7].

4.1 Dehnverhalten der Betonausgangsstoffe

4.1.1 Zementstein

Von entscheidender Bedeutung für die Ermittlung der Wärmedehnzahl von Zementstein ist sein Feuchtezustand. Wie Abb. 3 zeigt, nimmt die Wärmedehnzahl mit zunehmender Feuchte signifikant zu und erreicht bei einem Feuchtegehalt von ca. 70 M.-% ihr Maximum. Dettling führt dies zum einen auf die im Vergleich zu anderen Betonausgangsstoffen hohe Wärmedehnzahl von Wasser (Raumausdehnungskoeffizient $\gamma = 0,207 K^{-1}$) zurück [7]. Darüber hinaus wird jedoch die rein durch die Brown'sche Bewegung begründete Wärmedehnung überlagert durch temperaturbedingte Änderungen im inneren Spannungszustand der Probe (z. B. durch abnehmende Kapillarspannungen etc.). Dettling unterscheidet daher formal zwischen der sog. wahren Wärmedehnung einer vollständig wasserfreien Probe und der scheinbaren Wärmedehnung, die aus der zuvor genannten Wechselwirkung der Feuchte mit der Zementsteinmatrix resultiert [7]. Die Summe aus beiden Anteilen wird gemeinhin unter dem Begriff Wärmedehnung zusammengefasst.

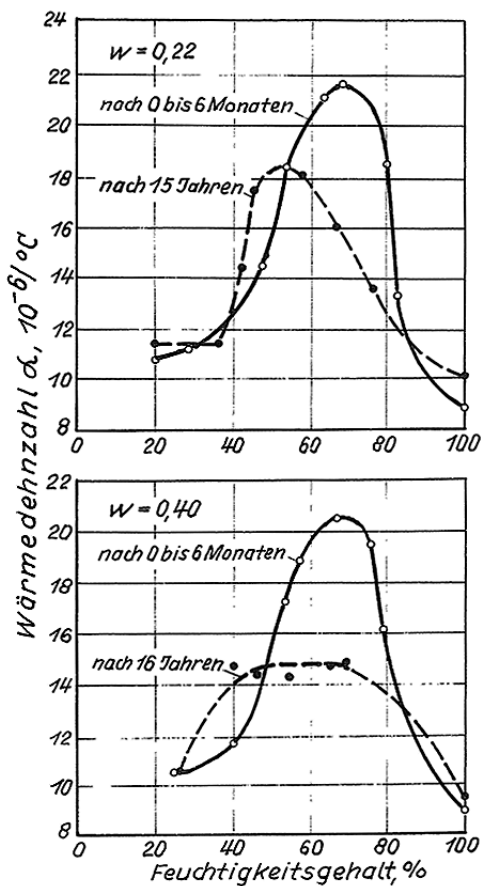


Abb. 3 Einfluss der Zementsteinfeuchte auf dessen Wärmedehnverhalten [7]

Wie aus Abb. 3 deutlich wird, hat der Feuchtegehalt des Zementsteins einen maßgeblichen Einfluss auf das Wärmedehnverhalten. Der Feuchtegehalt im Bauteil sollte daher beispielsweise durch Wahl eines möglichst geringen w/z-Werts oder durch eine Trocknung und anschließende Versiegelung des Bauteils möglichst niedrig gewählt werden. Die Wärmedehnung von Zementstein durchläuft ein Maximum bei einem Feuchtegehalt zwischen ca. 60 und 70 % r. F. im jungen Alter bzw. zwischen ca. 40 und 60 % für alten Beton. Dieser Feuchtegehalt entspricht leider derjenigen Feuchte, die sich in nicht wasserbenetzten Bauteilen in einem mitteleuropäischem Klima i. d. R. einstellt. Der signifikante Rückgang der Wärmedehnung für gesättigten bzw. nahezu gesättigten Beton ist auf einen Abfall der beispielsweise durch Kapillarkräfte angetriebenen, scheinbaren Wärmedehnung zurückzuführen [14].

Eine mehr oder minder begrenzte Beeinflussung der Wärmedehnzahl des Zementsteins ist durch eine geeignete Wahl der Ausgangsstoffe möglich. Hierbei zeigt sich, dass die Wärmedehnzahl mit zunehmendem Anteil der Phase Tricalciumsilikat C_3S im Zement signifikant zunimmt (siehe Abb. 4). Dettling zufolge wird das Wärmedehnverhalten dabei maßgebend durch die Zementphasen C_3S und C_2S sowie durch den Blaine-Wert des Zements geprägt. Mit zunehmendem Blaine-Wert ist dabei ebenfalls eine Zunahme der Wärmedehnzahl festzustellen (siehe Abb. 5).

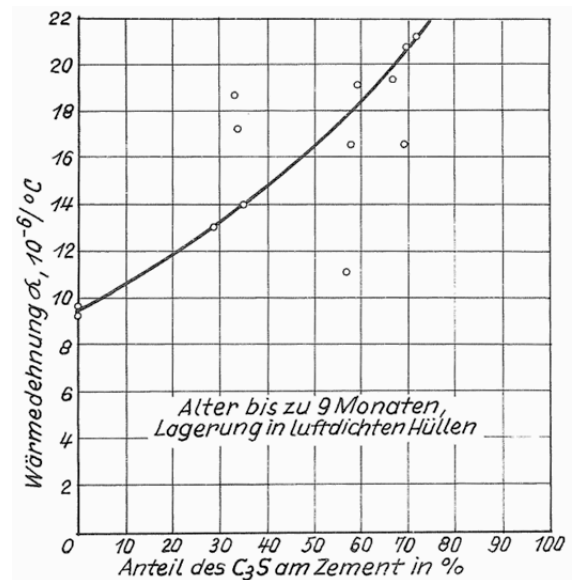


Abb. 4 Wärmedehnzahl α_T von Zementsteinen mit einem w/z-Wert zwischen 0,22 und 0,44 entsprechend dem Wassergehalt zur Erzielung der Normkonsistenz [7], [13]

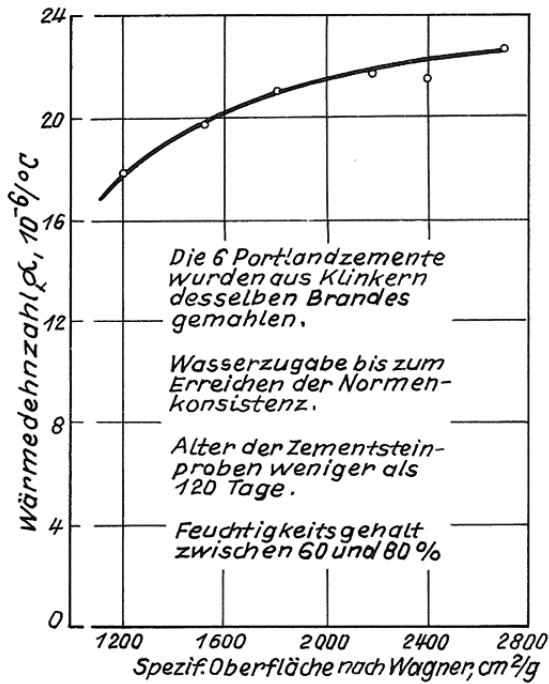


Abb. 5 Wärmedehnzahl α_T in Abhängigkeit vom Blaine-Wert des Zements für Wassergehalte entsprechend dem Bedarf zur Erzielung der Normkonsistenz [7], [13]

Bei den in Abb. 4 und 5 dargestellten Untersuchungsergebnissen muss beachtet werden, dass die untersuchten Zementsteine mit teilweise sehr unterschiedlichen w/z-Werten hergestellt wurden. Entsprechend ist die Mikrostruktur der Zementsteine nicht vergleichbar. Weiterhin zeigen Untersuchungen von Meyers [13], dass die Wärmedehnzahl auch im höheren Betonalter nicht konstant ist und in Abhängigkeit von der Zusammensetzung des Zementsteins im Alter zwischen 0,5 und 1,5 Jahren ein Maximum durchläuft. Die zugrundeliegenden, sehr alten Messdaten sind leider jedoch nicht an allen Stellen schlüssig nachvollziehbar.

Weitere Untersuchungen wurden von Meyers zum Einfluss des w/z-Werts auf das Wärmedehnverhalten von Zementsteinen angestellt. Abb. 6 zeigt, dass die Wärmedehnung bei ansonsten gleichbleibender Betonzusammensetzung für einen w/z-Wert von ca. 0,3 ein Maximum erreicht. Wie aus Abb. 6 auch hervorgeht, steht dieser Hochpunkt in direktem Zusammenhang zum Feuchtegehalt des Betons und ist auf ausgeprägte Kapillarspannungen im Porensystem des Zementsteins zurückzuführen. Die Tatsache, dass mit zunehmendem w/z-Wert ($w/z > 0,4$) ein deutlicher Rückgang der Wärmedehnzahl bei gleichbleibender Feuchte zu verzeichnen ist, deutet darauf hin, dass das Wärmedehnverhalten maßgeblich durch Wechselwirkungen von Wasser mit den Zementsteinphasen in den Mikrokapillaren beeinflusst wird.

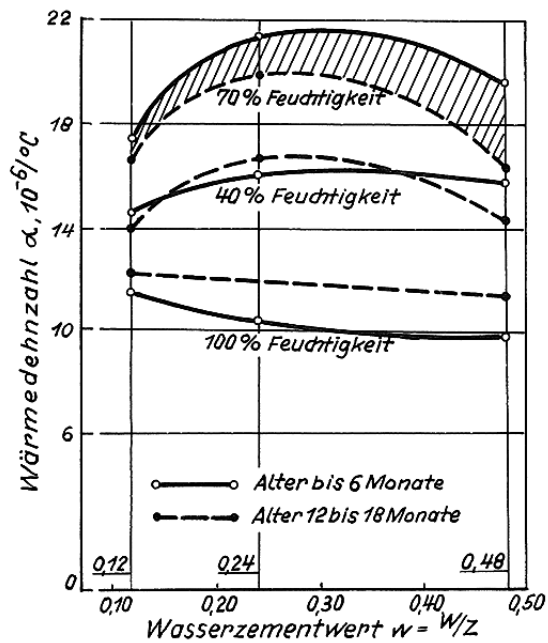


Abb. 6 Wärmedehnzahl von Zementstein unterschiedlicher Feuchte in Abhängigkeit vom w/z-Wert und vom Untersuchungsalter [7]

Bei allen vorangegangenen Ausführungen muss beachtet werden, dass die Wahl bestimmter Betonausgangsstoffe nicht nur die Wärmedehnung sondern auch andere Betoneigenschaften zumeist signifikant beeinflusst. Die Entwicklung wärmedehnarmer und rissfreier Betone stellt somit ein Optimierungsproblem dar.

4.1.2 Gesteinskörnung

Die Gesteinskörnung macht den Hauptanteil eines Betons aus, ist somit für die gezielte Steuerung von dessen Wärmedehnverhalten von großer Relevanz.

Aus dem Vergleich der vorangegangenen Ausführungen mit den Ergebnissen in Abb. 7 wird deutlich, dass die Wärmedehnzahl der Gesteinskörnung für nahezu alle Gesteinsarten geringer ausfällt als die des Zementsteins. Abb. 7 zeigt weiterhin, dass das Wärmedehnverhalten stark von der Art des verwendeten Gesteins abhängig ist, während der Einfluss des Feuchtegehalts der Körnung (in diesem Fall der Kernfeuchte) nahezu vernachlässigt werden kann.

Die höchsten Wärmedehnzahlen können danach an quarzischen Gesteinskörnungen festgestellt werden. Ein äußerst günstiges - d. h. geringes - Wärmedehnverhalten zeigen hingegen karbonatische Körnungen beispielsweise aus gebrochenem Kalkstein. Einen detaillierten Überblick über das Wärmedehnverhalten einzelner Gesteinskornarten geben Dettling [7] oder auch Gröbl et al. [11].

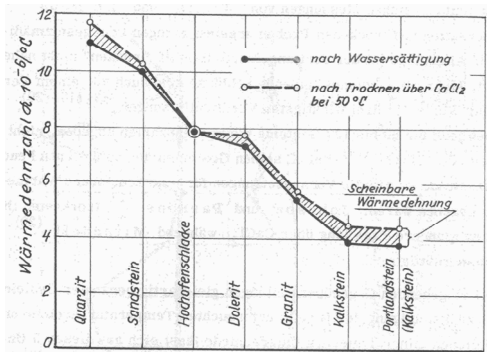


Abb. 7 Wärmedehnzahl unterschiedlicher Gesteinsarten in Abhängigkeit von der Gesteinsfeuchte [7]

4.1.3 Kompatibilität des Verformungsverhaltens zwischen Zementstein und Gesteinskörnung

Bei der Herstellung von Beton werden Gesteinskörner in einer Matrix aus Zementstein eingebettet. Weisen sowohl der Zementstein als auch die Gesteinskörnung unterschiedliche Wärmedehnzahlen auf, so kommt es im Regelfall - d. h. die Gesteinskörnung weist eine geringere Wärmedehnung als der Zementstein auf; $\alpha_{T,GK} < \alpha_{T,ZS}$ - während der Abkühlphase zum Aufbau von Zugspannungen und ggf. zu einer Rissbildung in der Kontaktzone (siehe Abb. 8).

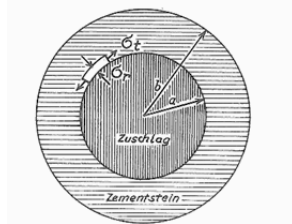


Abb. 8 Schematische Darstellung des Spannungsaufbaus infolge unterschiedlicher Wärmedehnzahlen zwischen Zementstein und Gesteinskörnung in der Kontaktzone [7]

Die zuvor beschriebene Rissbildung ist grundsätzlich jedoch nicht zu vermeiden, da selbst bei der Wahl von Ausgangsstoffen mit möglichst ähnlicher Wärmedehnung beachtet werden muss, dass sich die Wärmedehnzahl von Zementleim bzw. Zementstein im Laufe der Hydratation signifikant verändert und mit dieser Veränderung auch eine Wärmefreisetzung (Hydratation) einhergeht. Untersuchungen von Kustermann belegen, dass durch die Wahl von Gesteinskörnungen mit einer möglichst geringen Wärmedehnzahl, die Anzahl und Größe von thermisch und hygri-sch induzierten Mikrorissen (zusammengefasst als Mikrorissflächensumme) signifikant reduziert werden kann [15]. Weiterhin wird aus den Ergebnissen deutlich, dass dieser Effekt durch eine Vielzahl von anderen Einflussparametern überlagert wird. Trotz der nahezu doppelten Mikroriss-

flächensumme weisen Betone mit quarzitischen Gesteinskörnungen in Abb. 9 eine deutlich höhere Spaltzugfestigkeit auf.

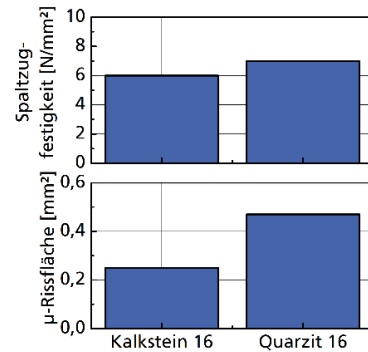


Abb. 9 Mikrorissflächensumme in Betonen mit carbonatischer (gebrochener) und quarzitischer (runder) Gesteinskörnung [15]

4.2 Dehnverhalten von Beton

Vereinfachend wird die Wärmedehnzahl von Beton in der Praxis zu $\alpha_T = 10 \cdot 10^{-6} K^{-1}$ angenommen (siehe z. B. [2]). Wie die vorangegangenen Ausführungen gezeigt haben, kann das Wärmedehnverhalten jedoch durch eine gezielte Anpassung der Betonzusammensetzung beeinflusst werden. Als Maßgebend haben sich hier folgende Einflussparameter erwiesen:

- Art und Anteil der Gesteinskörnung im Beton
- Feuchtegehalt des Betons
- Betonalter

Betrachtet man zunächst den Einfluss der Art der verwendeten Gesteinskörnung, so zeigt sich, dass die hohe Wärmedehnzahl von quarzitischen Körnungen sich auch im Beton widerspiegelt und minimale Wärmedehnzahlen mit calcitischen Körnungen (Kalkstein) erreicht werden (siehe Tab. 2). Alle in Tab. 2 dargestellten Betone wurden mit einem Zementgehalt von 400 kg/m^3 hergestellt.

Tab. 2 Wärmedehnzahl für Betone mit verschiedenen Gesteinskörnungen (Zementgehalt 400 kg/m^3 [15][7])

Gesteinskörnung	Wärmedehnzahl α_T [$10^{-6} K^{-1}$]	
	wasser-gesättigt	lufttrocken
Quarzsande und -kiese	12	13
Granit	11	13
Basalt	8	10
Kalkstein	6	8
Zementstein	11	22
Mörtel	8	12

Entsprechend den Regeln der Verbundwerkstofftheorie spiegelt sich auch der Gehalt der Gesteinskörnung bei der Betrachtung der Wärmedehnzahl von Beton wider (siehe. Abb. 10).

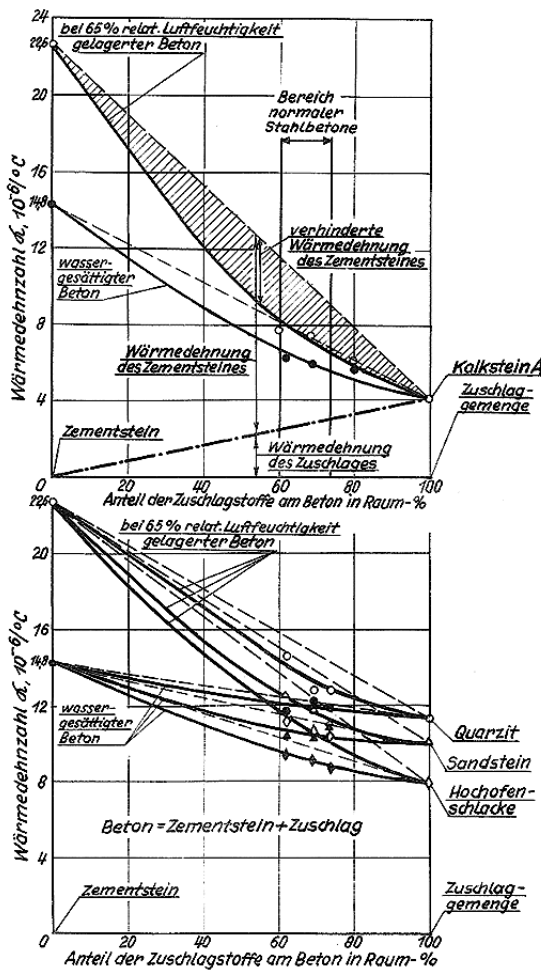


Abb. 10 Wärmedehnverhalten von Betonen in Abhängigkeit von der Gesteinskornart, dem Gesteinskorngehalt und der Lagerungsart des Betons [7]

Abb. 10 ermöglicht eine vergleichende, quantifizierte Bewertung des Einflusses der Gesteinskornart, des -gehalts und der Feuchte des Betons. Hieraus wird deutlich, dass für übliche Gesteinskorngehalte im Beton zwischen 60 Vol.-% und 75 Vol.-% der Einfluss des Gesteinskorngehalts auf die Wärmedehnzahl vergleichbar ist mit dem Einfluss der Betonfeuchte. Besonders beachtet werden sollte jedoch die Tatsache, dass Mörtel aufgrund seines sehr geringen Gehalts an Gesteinskörnung eine deutlich höhere Wärmedehnzahl als Beton aufweist.

Neben den Einflüssen, die aus den Betonausgangsstoffen auf die Wärmedehnzahl resultieren, muss insbesondere bei der Bemessung von frühem Zwang beachtet werden, dass die Wärmedehnzahl im jungen Betonalter von bis zu ca. 1 Tag nicht

konstant ist. Untersuchungen von Dettling [7] aber auch von Yeon et al. [16] zeigen, dass die Wärmedehnzahl des Frischbetons stark durch die ausgeprägte Wärmedehnung des Anmachwassers geprägt ist und sehr hohe Werte annimmt. Erst mit zunehmender Entwicklung der Struktur geht die Wärmedehnzahl deutlich zurück und nimmt typische Werte an (siehe Abb. 11).

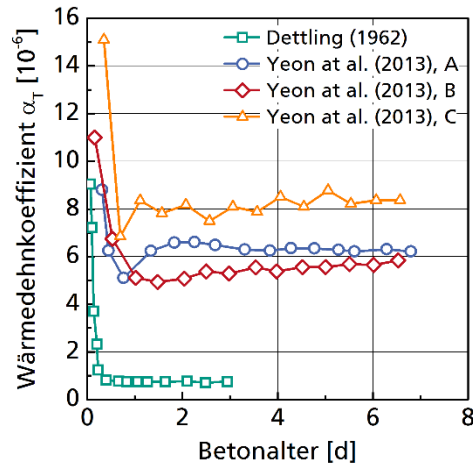


Abb. 11 Lineare Wärmedehnzahl α_T in Abhängigkeit vom Betonalter auf Basis von Laborergebnissen von Dettling [7] sowie aus Bauwerksmessungen an unterschiedlichen Stellen eines Baukörpers mit unterschiedlichen Betonzusammensetzungen (A bis C) von Yeon et al. [16]

5 Methoden zur messtechnischen Erfassung der freien Wärmedehnung bzw. daraus resultierender Bauteilverformungen

Wie die Ausführungen in Kapitel 4 gezeigt haben, ist die Vorhersage des Wärmedehnverhaltens bzw. der aus einer behinderten Wärmedehnung resultierenden Spannungen im Bauteil mit großen Unsicherheiten behaftet. Obwohl die im Bauteil auftretenden Wärmedehnungen mit vergleichsweise hoher Sicherheit vorhergesagt werden können, scheitert eine numerische Berechnung des resultierenden Eigen- bzw. Zwangspannungszustands an einer mangelnden Kenntnis der zeitlichen Entwicklung der Materialeigenschaften E-Modul, Relaxationszahl, Kriechzahl, Zugfestigkeit etc. im frühen Alter. Darüber hinaus ist zu diesem Zeitpunkt zumeist eine strikte Trennung der Parameter - d. h. eine entkoppelte Betrachtung der einzelnen Materialeigenschaften - nicht möglich.

Vor diesem Hintergrund kann im Falle verformungsempfindlicher Bauwerke das tatsächliche Dehnungs- bzw. Zwangverhalten entweder am Beton oder direkt am Bauteil gemessen werden.

Breitenbücher und Springenschmidt stellen hierzu den sog. Reißrahmenversuch vor und beschreiben umfangreiche Untersuchungen zur Ermittlung der Riss-Eintrittswahrscheinlichkeit unterschiedlicher Betone bzw. von unterschiedlich gelagerten Betonen [17]. Der zugehörige Versuchsaufbau ist in Abb. 12 dargestellt.

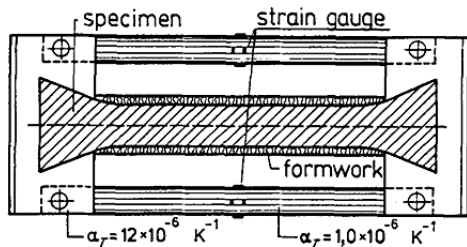


Abb. 12 Reißrahmenversuch zur Ermittlung des Aufbaus von Zwangspannungen infolge Hydrationswärme und Schwinden im frischen, jungen und ausgehärteten Zustand [17]

Ein exemplarisches Ergebnis der Reißrahmenprüfung ist in Abb. 13 dargestellt.

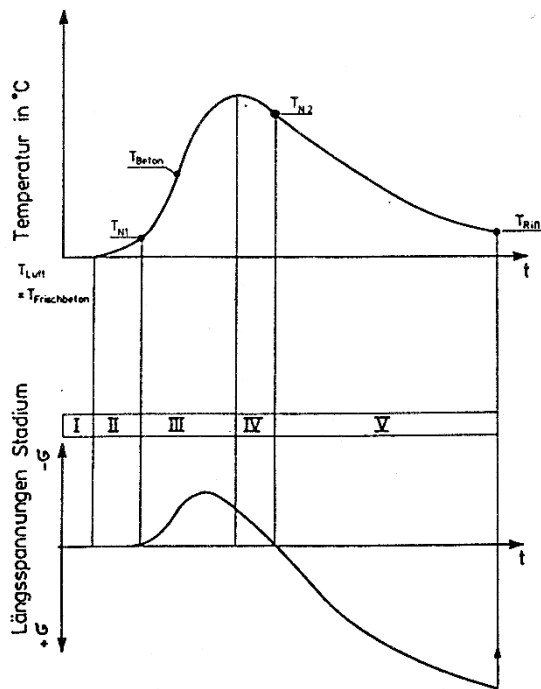


Abb. 13 Exemplarische Darstellung des Temperaturverlaufs (oben) und der resultierenden Zwangspannungen (unten) in einer hydratisierenden Probe [18]

Infolge der Hydratation kommt es zunächst zu einem Anstieg der Temperatur in der Probe. Damit einher geht eine Wärmeausdehnung, die jedoch durch die steife Konstruktion des Reißrahmens be-

hindert wird. Dies hat den Aufbau von Zwangspannungen zur Folge, die jedoch im frühen Stadium der Hydratation schnell durch die noch stark ausgeprägte Relaxationsneigung des Betons abgebaut werden. Die Hydratation verlangsamt sich und in Folge nimmt auch die Temperatur im Bauteil wieder ab. Zu diesem Zeitpunkt besitzt der Beton jedoch schon eine definierte Mikrostruktur und einen schnell anwachsenden E-Modul. Gleichzeitig geht die Relaxationsfähigkeit schnell zurück. Dies hat zur Folge, dass infolge der Wärme(rück)dehnung des Betons zunächst die Druckspannungen abgebaut und Zugspannungen in der Probe aufgebaut werden. Der Zeitpunkt, an dem ein Riss eintritt, hängt neben den wirkenden Zwangspannungen auch von der zeitlichen Entwicklung der Zugfestigkeit des Betons ab, die wiederum eine Funktion der Betoneigenschaften und der Bauteiltemperatur ist. Die zum Zeitpunkt des Risseintritts in der Probe vorherrschende Temperatur T_c wird von Breitenbücher als Risstemperatur bezeichnet und ist ein Maß für die Rissneigung des Betons [17]. Diese steigt mit zunehmender Risstemperatur an. Für die Anwendung bedeutet dies, dass mit einem Eintritt von Rissen infolge einer behinderten Wärmedehnung erst bei einer Unterschreitung der Risstemperatur T_c zu rechnen ist [17], [18].

Die Arbeiten von Breitenbücher belegen, dass die Risstemperatur eine Funktion der Wärmedehnzahl des Betons darstellt (siehe Abb. 14; [18]).

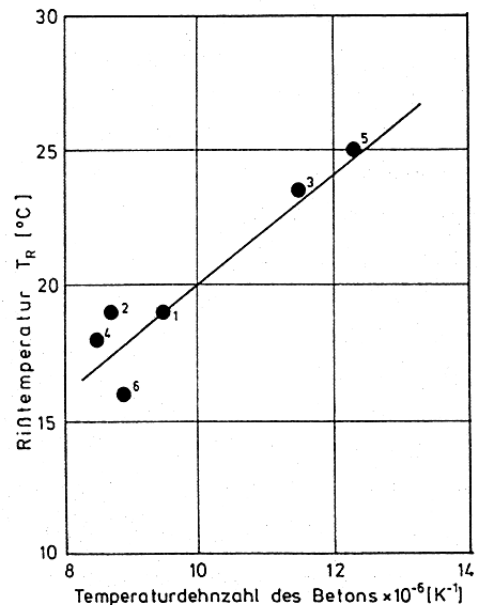


Abb. 14 Risstemperatur von Beton in Abhängigkeit von dessen Wärmedehnzahl α_T [18]

Als maßgebender Parameter zur Vermeidung einer Rissbildung in Betonbauteilen hat sich in den Untersuchungen von Breitenbücher die Frischbetontem-

peratur herausgestellt. Abb. 15 zeigt, dass die Frischbetontemperatur und die Risstemperatur in einem annähernd linearen Zusammenhang stehen und mit abnehmender Frischbetontemperatur die Risstemperatur T_c signifikant zurückgeht [17, 18].

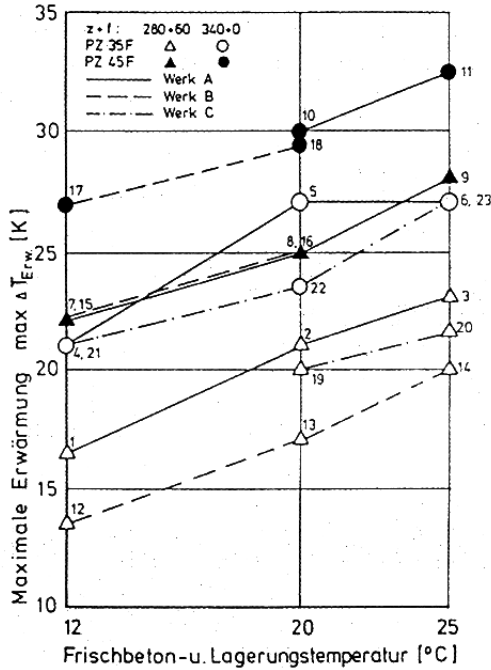


Abb. 15 Risstemperatur T_c in Abhängigkeit von der Frischbeton- bzw. Lagerungstemperatur für Betone unterschiedlicher Zusammensetzungen [18]

Hinsichtlich des Einflusses der Betonzusammensetzung auf das Rissverhalten stellte Breitenbücher fest, dass sich der Austausch von Zement durch Flugasche bzw. Hüttensand in Abhängigkeit von der Zementart neutral bzw. tendenziell eher ungünstig auf die Risstemperatur auswirkt. Er führt dies auf die durch beide Zusatzstoffe bedingte Verlangsamung der Zugfestigkeitsentwicklung zurück, da die Wärmedehnzahl dieser Betone mit zunehmendem Zusatzstoffgehalt eigentlich abnimmt (vgl. Abb. 16). Besonders ausgeprägt zeigte sich dieses Bild an Hüttensandzementen.

Neben Laboruntersuchungen kann das Wärmedehverhalten von Beton auch auf der Baustelle erfasst werden. Besonders aufschlussreich sind die Messergebnisse von Yeon et al. [16], da sie in-situ an verschiedenen Betonfahrbahnplatten ermittelt wurden. Hierzu wurde ein Kunststoffrohr unmittelbar vor der Betonage des Bauteils mit Beton verfüllt und die Dehnungen des Betons mittels des sog. Schwingdrahtmessverfahrens ermittelt (siehe Abb. 17). Durch die glatte Kunststoffoberfläche des Rohres war eine reibungsfreie Lagerung der Probe sichergestellt. Zur Abbildung des Einflusses der Hyd-

ratationswärme im Bauteil wurde das Rohr unmittelbar nach der Verfüllung in dem Bauteil positioniert, betoniert und die Verformungsmessung gestartet. Bei der Auswertung der Messdaten wurde davon ausgegangen, dass der Beton aufgrund seines w/z-Wertes von 0,45 eine vernachlässigbare Grundschwindverformung aufweist und die im Messrohr ermittelten Dehnungen ausschließlich auf die Wärmedehnung zurückgeführt werden können. Hierzu wurde die Temperatur im Messrohr kontinuierlich erfasst.

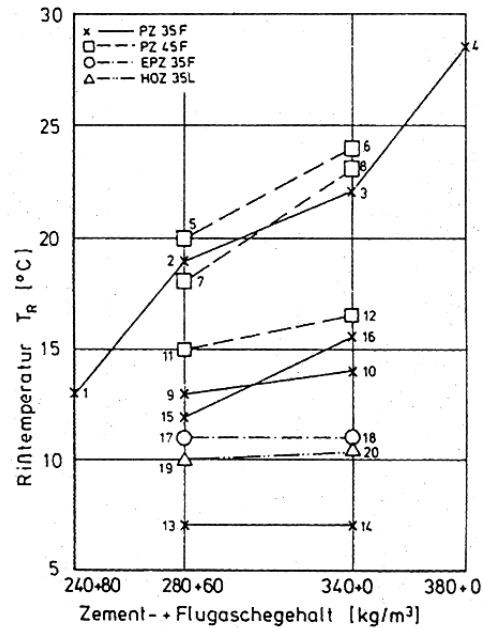


Abb. 16 Wärmedehnzahl von Zementsteinen mit unterschiedlichen Zusatzstoffarten und -gehalten [18]

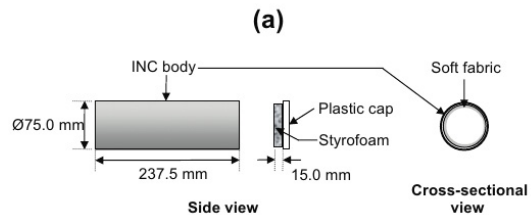


Abb. 17 Messaufbau zur in-situ Ermittlung des Wärmedehverhaltens von Beton in einem Bauteil [16]

Ein Ergebnis der Verformungsmessungen von Yeon et al. ist in Abb. 18 dargestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass die in-situ gewonnenen Messergebnisse sehr gut mit Referenzmessungen, die an gesondert hergestellten Probekörpern durchgeführt wurden, vergleichbar sind. Gegenüber den Referenzmessungen wurden jedoch systematisch leicht geringere Dehnungswerte ermittelt, als bei den in-situ Messungen. Weiterhin wurden die Messergebnisse mit Ergebnissen aus modifizierten Reißrahmenversuchen in Anlehnung an [17] verglichen. Hierbei zeigten sich systematisch geringere Dehnungswerte, die auf eine Behinderung der freien Verformung durch den Aufbau von Zwangspannungen zurückgeführt wurden. Die Ergebnisse zur Messung der Wärmedehnzahl im frühen Betonalter sind in Abb. 11 dargestellt und wurden bereits im Kapitel 4.2 besprochen.

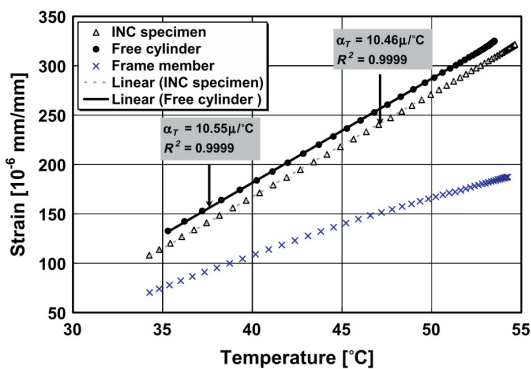


Abb. 18 Wärmedehnung des Betons im Bauteilversuch (Betonfahrbahnplatte) sowie gemessen an Referenzproben [16]

Weitere Methoden zur Ermittlung des Verformungsverhaltens aushärtender Betonbauteile wurden von Ge et al. einer vergleichenden Bewertung bei verschiedenen Bauteiltemperaturen unterzogen [19]. Hierbei handelte es sich zum einen um sog. Schwingdrahtsensoren (engl. Vibrating Wire Strain Gauge, VWSG) sowie um zwei optische Messverfahren mittels faseroptischer Sensoren auf Basis der Bragg-Streuung (sog. Fibre Bragg Grating Sensors, FBG) bzw. der Brillouin-Streuung (FO). Die Untersuchungen wurden an Stahlbetonbalken mit den Abmessungen $l \times b \times h = 350 \times 20 \times 25 \text{ cm}^3$ durchgeführt, die sowohl einem konstanten sowie einem zeitlich variablen Temperaturgradienten ausgesetzt wurden. Die gewonnenen Untersuchungsergebnisse zeigen, dass die verlässlichsten Ergebnisse mittels dem Schwingdrahtverfahren erzielt werden konnten.

6 Bemessung des thermisch bedingten Zwangs auf Basis der Verformungskompatibilität

Wie bereits in Kapitel 1 erläutert, stößt das in Eurocode 2 verankerte Nachweisverfahren zur Bemessung von zwangbeanspruchten Bauteilen insbesondere bei massigen Bauteilen, aber auch zunehmend bei normalen Fällen einer Zwangbeanspruchung an seine Grenzen [3] [20].

Vor diesem Hintergrund wurde von Bödefeld ein Verfahren zur Zwangbemessung auf Basis der Verformungskompatibilität vorgestellt [21]. Die Grundlage des Modells bildet die Erkenntnis, dass die durch innere oder äußere Zwänge behinderten Verformungen des Betons sich in einer Rissbildung im Bauteil äußern. Die resultierende und über die Bauteillänge verteilte Gesamtrissbreite wird dabei der behinderten Gesamtdehnung des Betons gleichgesetzt. Aufbauend auf die Vorstellungen des EC2 [2] werden alle Risse dabei zunächst als Trennrisse betrachtet, die zu einer vollständigen Entlastung des Betonquerschnitts zwischen zwei Rissen führen. Im Falle der vollständigen Entlastung des Betons spielt somit dessen ursprüngliche (behinderte) Dehnung für die Berechnung des Gehalts an Mindestbewehrung keine Rolle (vgl. [2]). Die Breite der Primärrisse kann somit gemäß Gl. 6 berechnet werden.

$$w^P = \left(\frac{\sigma_s}{E_s} - 0,39 \cdot \frac{f_{ctm}}{\text{eff} \rho \cdot E_s} \right) \cdot 0,18 \frac{d_s}{\text{eff} \rho} \quad (6)$$

Hierin bezeichnen

- σ_s = die Stahlspannung im (Primär-) Riss
- E_s = der E-Modul des Bewehrungsstahls
- f_{ctm} = die mittlere Betonzugfestigkeit zum Zeitpunkt des Risseintritts
- $\text{eff} \rho$ = der geometrische Bewehrungsgrad in der Wirkungszone der Bewehrung
- d_s = der Durchmesser der Bewehrung

Die Besonderheit des Ansatzes von Bödefeld besteht jedoch darin, dass zusätzlich zu Trennrissen (sog. Primärrisse) sog. Sekundärrisse eingeführt werden, die keine vollständige Durchtrennung des Betonquerschnitts bewirken und somit nur zu einer Teilentlastung führen. Besonders stark ist dies bei Biegezwang oder Eigenspannungen zu beobachten. Wie Gl. 7 zeigt, ist die Anzahl n der sich zusätzlich zu jedem Primärriss einstellenden Sekundärrisse dabei für eine korrekte Berechnung des erforderlichen Bewehrungsgehalts $a_{s, \text{erf}}$ von entscheidender Bedeutung. Gl. 7 unterliegt in der vorliegenden Form bestimmten Vereinfachungen (siehe [22]) und ist daher nur für Bauteile mit kleinsten Abmessungen größer 80 cm gültig.

$$a_{s,erf} = \sqrt{\frac{d_s \cdot d_1^2 \cdot b^2 \cdot f_{ctm}}{w^p \cdot E_s} \cdot (0,69 + 0,34 \cdot n)} \quad (7)$$

Hierin bezeichnen:

- d_s = der Durchmesser der Bewehrung
- d_1 = der Randabstand der Bewehrung
- b = die Breite des betrachteten Querschnitts
- f_{ctm} = die mittlere Betonzugfestigkeit
- w^p = die (zulässige) Breite des Primärrisses
- E_s = der E-Modul des Bewehrungsstahls (i.d.R. $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$)
- n = die Anzahl der auftretenden Sekundärrisse (siehe Gl. 8)

Der erforderliche Bewehrungsgehalt im Bauteil ist somit gemäß Gl. 7 direkt von der Anzahl der sich bildenden Sekundärrisse abhängig, die sich gemäß Gleichung 8 als Funktion u. a. der Temperaturdifferenz ΔT und der Wärmedehnzahl α_T ergibt. Prinzipiell wäre es auch vorstellbar, Gleichung 8 zur Berücksichtigung von behinderten Verformungsanteilen aus Schwindverformungen zu erweitern.

$$n \geq 1,1 \cdot \left[\frac{\Delta T \cdot \alpha_T \cdot l_{cr}}{w^p} - 1 \right] \quad (8)$$

$$l_{cr,w} \geq 1,2 \cdot h_{BA} \quad (9)$$

Hierin bezeichnen

- α_T die lineare Wärmedehnzahl des Betons
- ΔT die zu erwartende äquivalente Temperaturdifferenz infolge der Auskühlung des Bauteils gemäß [22]
- $l_{cr,w}$ den Abstand der Primärrisse in der Wand
- h_{BA} Höhe des Betonierabschnitts

Eine detaillierte Beschreibung dieses Bemessungsverfahrens ist [22] und [20] zu entnehmen. Nachfolgend soll jedoch der Einfluss verschiedener Betonsorten mit unterschiedlichen Wärmedehnzahlen auf den Mindestbewehrungsgrad untersucht werden.

Abb. 19 zeigt den Einfluss der Wärmedehnzahl α_T auf den erforderlichen Bewehrungsgehalt einer

Wandscheibe mit einer Betonierabschnittshöhe von 3,5 m. Die Berechnung erfolgte auf Grundlage des Modells von Bödefeld unter Verwendung von Gleichung 7. Die Randbedingungen für die Berechnung wurden wie folgt gewählt: Beton C25/30, Stahldurchmesser $d_s = 28 \text{ mm}$, Randabstand der Bewehrung $d_1 = 74 \text{ mm}$, Wanddicke bzw. Plattenbreite $b = 1 \text{ m}$, mittlere Betonzugfestigkeit $f_{ct,m} = 2,6 \text{ N/mm}^2$, (zul.) Primärrissbreite $w^p = 0,25 \text{ mm}$, E-Modul Stahl $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$, Wichte des Betons $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

Wie aus Abb. 19 (links) deutlich wird, steigt der erforderliche Bewehrungsgehalt $a_{s,erf}$ mit zunehmender Wärmedehnzahl signifikant an. Insbesondere bei der Planung massiger Bauwerke kann es daher lohnenswert sein, ein besonderes Augenmerk auf die Konzeption eines Betons mit möglichst geringer Wärmedehnung zu legen.

Etwas geringer, jedoch ebenfalls von großer Relevanz ist der Einfluss der zu erwartenden Temperaturdifferenz aus der Betonabkühlung zu sehen. Wie Abb. 19 (Mitte) zeigt, steigt der erf. Bewehrungsgehalt bei einer mittleren Wärmedehnzahl $\alpha_T = 10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ und sonst gleichbleibenden Annahmen ebenfalls stark an. Gleichzeitig werden aus Abb. 19 (Mitte) aber auch die Grenzen des Modells deutlich. Für eine rein theoretische Temperaturdifferenz von 0 K würden im Bauteil prinzipiell auch keine Temperaturdehnungen bzw. Zwangsspannungen auftreten und der erforderliche Bewehrungsgehalt wäre null.

Wirft man abschließend noch einen Blick auf den Einfluss der Betonierabschnittshöhe auf den erf. Mindestbewehrungsgehalt $a_{s,erf}$, so zeigt sich eine ebenfalls deutlich zunehmende Tendenz. (siehe Abb. 19, rechts)

Der große Vorteil des im BAW-Merkblatt „Rissbreitenbegrenzung für frühen Zwang in massiven Wasserbauwerken“ verankerten Modells von Bödefeld ist insbesondere in der Tatsache zu sehen, dass es eine quantifizierte Betrachtung des Einflusses verschiedener betontechnologischer bzw. thermischer Kenngrößen auf den Mindestbewehrungsgehalt ermöglicht.

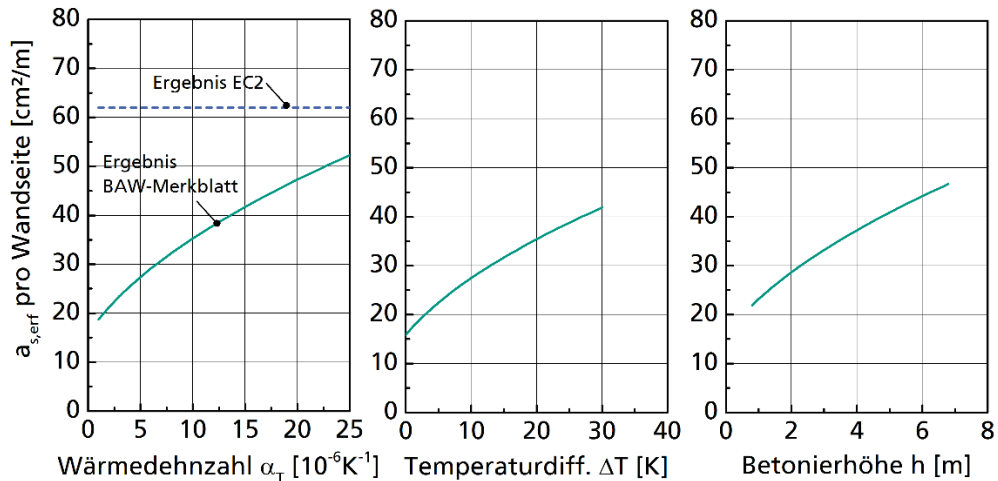


Abb. 19 Einfluss der Wärmedehnzahl α_T (links), der Temperaturdifferenz ΔT (Mitte) und der Betonierabschnittshöhe (rechts) auf den erforderlichen Bewehrungsgehalt $a_{s,erf}$ gemäß Gl. 7 für eine Wandscheibe (Betonierabschnitt $h_{BA} = 3,5$ m) bei einer aus abfließender Hydratationswärme zu erwartenden äquivalenten Temperaturdifferenz von $\Delta T = 19$ K bzw. einer Wärmedehnzahl von $\alpha_T = 10 \cdot 10^{-6} K^{-1}$

7 Zusammenfassung

Wie die vorangegangenen Ausführungen gezeigt haben, sind thermisch bedingte Verformungen von Beton insbesondere für die Bemessung von Zwangsspannungen infolge abfließender Hydratationswärme, d. h. für frühen Zwang von besonderer Bedeutung. Die Ursachen für die Erwärmung des Betons sind im Regelfall in der Wärmefreisetzung durch die Hydratation der Bindemittel zu sehen. Diese Erwärmung erzeugt zumeist einen Temperaturgradienten über die Bauteilhöhe bzw. Bauteildicke. Während die Erwärmungsphase zumeist durch den Aufbau unkritischer Druckspannungen geprägt ist, kommt es während der Abkühlung zum Aufbau von Zugspannungen, die bei Überschreiten der Betonzugfestigkeit zu einer Rissbildung im Bauteil führen. Die Minimierung dieser Zugspannungen und der daraus entstehenden Rissbildung erfordert von betontechnologischer Seite eine Minimierung der Frischbetontemperatur und der Hydratationswärmeentwicklung, die Minimierung der Wärmedehnzahl des Betons und die Steigerung der Betonzugfestigkeit im frühen Alter. Da beim bislang gebräuchlichen Bemessungsansatz des EC 2 nur die Zugfestigkeit als Eingangsgröße in die Berechnung des Mindestbewehrungsgehalts mit einbezogen wird, hat dies zur Folge, dass mit zunehmender Betonzugfestigkeit eine zunehmende Menge an Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung benötigt wird. Dies führt insbesondere bei Massenbetonbauteilen zu unnötig hohen, unwirtschaftlichen Bewehrungsgehalten. Der in diesem Beitrag kurz vorgestellte Bemessungsansatz von Bödefeld et al. gestattet es hingegen dem Planer, alle betontechnologischen Einflussgrößen zu berücksichtigen.

8 Literatur

- [1] Norm DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton; Teil 1; Bemessung und Konstruktion (2008)
- [2] Norm DIN EN 1992-1-1:2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (2011)
- [3] Fingerloos, F.: Früher oder später Zwang - Kann man die Rissbreiten dabei zielsicher begrenzen. In: Müller, H. S.; Nolting, U.; Haist, M.; Kromer, M. (ed.): 11. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung : KIT Scientific Publishing, Karlsruhe, 2015
- [4] Bödefeld, J. ; Ehmann, R. ; Schlicke, D. ; Tue, N. V.: Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten in Stahlbetonbauteilen infolge des Hydratationsprozesses; Teil 1: Risskraftbasierter Nachweis nach DIN EN 1992-1-1. In: Beton-und Stahlbetonbau 107 (2012), Nr. 1, S. 32-37
- [5] Emborg, Mats: Thermal stresses in concrete structures at early ages. Dissertation, Luleå tekniska universitet, Schweden, 1989
- [6] Müller, H. S. ; Haist, M. ; Kvitsel, V. ; Breiner, R.: Kriechen von Beton - Mechanismen und Einflussrößen. In: Müller, H. S.; Nolting, U.; Haist, M.; Breiner, R. (ed.): 11. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung : KIT Scientific Publishing, Karlsruhe, 2015
- [7] Dettling, H.: Die Wärmedehnung des Zementsteines, der Gesteine und der Betone. Dissertation, Universität Stuttgart, 1962

[8] Mechtcherine, V. ; Götze, M.: Schwinden und Schrumpfen - Lastunabhängige Betonverformungen. In: Müller, H. S.; Nolting, U.; Haist, M.; Kromer, M. (ed.): 11. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung : KSP Scientific Publishing, Karlsruhe, 2015

[9] Brameshuber, W.: Elastizitätsmodul von Beton - Einflussgrößen, Vorhersage, Prüfungen und Erfahrungen aus der Praxis. In: Müller, H. S.; Nolting, U.; Haist, M.; Kromer, M. (ed.): 11. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung : KIT Scientific Publishing, Karlsruhe, 2015

[10] Röhling, S.: Zwangsspannungen infolge Hydratationswärme. Verlag Bau+Technik, Düsseldorf, 2009

[11] Grübl, P. ; Weigler ; H. ; Karl, S. ; Kupfer, H. (ed.): Beton - Arten, Herstellung und Eigenschaften : Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2001

[12] Rostásy, Ferdinand S ; Krauß, Matias ; Budelmann, Harald: Planungswerkzeug zur Kontrolle der frühen Rißbildung in massigen Betonbauteilen-Teil 2: Hydratation und Wärmefreisetzung. In: Bautechnik 79 (2002), Nr. 8, S. 523-527

[13] Meyers, S. L: Thermal Coefficient of Expansion of Portland Cement-Long-Time Tests. In: Industrial & Engineering Chemistry 32 (1940), Nr. 8, S. 1107-1112

[14] Marshall, AL: The thermal properties of concrete. In: Building Science 7 (1972), Nr. 3, S. 167-174

[15] Kustermann, Andrea: Einflüsse auf die Bildung von Mikrorissen im Betongefüge, Dissertation, Universität der Bundeswehr, München, 2005

[16] Yeon, J. H. ; Choi, S. ; Won, M. C: In situ measurement of coefficient of thermal expansion in hardening concrete and its effect on thermal stress development. In: Construction and Building Materials 38 (2013), S. 306-315

[17] Breitenbücher, R.: Investigation of thermal cracking with the cracking-frame. In: Materials and structures 23 (1990), Nr. 3, S. 172-177

[18] Breitenbücher, Rolf K: Zwangsspannungen und Rißbildung infolge Hydratationswärme : Dissertation, Universität München, 1989

[19] Ge, Y. ; Elshafie, M.; Dirar, S. ; Middleton, C. R: The response of embedded strain sensors in concrete beams subjected to thermal loading. In: Construction and Building Materials 70 (2014), S. 279-290

[20] Bödefeld, J. ; Ehmann, R. ; Schlicke, D. ; Tue, N. V.: Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten in Stahlbetonbauteilen infolge des Hydratati-

onsprozesses; Teil 2; Neues Konzept auf Grundlage der Verformungskompatibilität. In: Beton-und Stahlbetonbau 107 (2012), Nr. 2, S. 79-85

[21] Bödefeld, J.: Rissmechanik in dicken Stahlbetonbauteilen bei abfließender Hydratationswärme, Dissertation, Universität Leipzig, 2010

[22] Bundesanstalt für Wasserbau (Hrsg.): Richtlinie Rissbreitenbegrenzung für frühen Zwang in massiven Wasserbauwerken (MFZ). 2011

Autoren

Dr.-Ing. Michael Haist

Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller

Institut für Massivbau und Baustofftechnologie

Karlsruher Institut für Technologie (KIT)

Gotthard-Franz-Str. 3

76131 Karlsruhe

Schwinden und Schrumpfen – Lastunabhängige Betonverformungen

Viktor Mechtcherine und Martina Götze

Zusammenfassung

Der vorliegende Aufsatz gibt einen Überblick über Schwindverformungen von Beton und deren zugrundeliegende Mechanismen. Dabei werden die Schwindarten Setzen des Betons, plastisches Schwinden, chemisches Schrumpfen, autogenes Schwinden, Trocknungsschwinden sowie Carbonatisierungsschwinden definiert und ihre Abgrenzung voneinander erläutert. Relevante und ausschlaggebende Einflussgrößen, zu denen sowohl unterschiedliche Betonausgangsstoffe und -zusammensetzungen, das Betonalter sowie Umgebungsbedingungen und Bauteilabmessungen gehören, werden zugeordnet. Das aus den Schwindvorgängen resultierende Verformungsverhalten wird beschrieben und quantifiziert. Auf normative Regelungen und Merkblätter, die zum Teil erst vor kurzem aktualisiert wurden, wird verwiesen. In diesem Zusammenhang wird auf die rechnerische Ermittlung der Dehnungsanteile aus Trocknungs- und autogenem Schwinden zur Ermittlung der Gesamtschwinddehnung von Beton mit den Ansätzen aus der DIN EN 1992-1-1 eingegangen. Des Weiteren werden Möglichkeiten der Beherrschung und Vermeidung von Schwindverformungen benannt. An charakteristischen Schadensbeschreibungen wird auf die negativen Auswirkungen hingewiesen. Aus Schwindverformungen entstehende Risse können erhebliche Auswirkungen auf Gebrauchstauglichkeit, Tragfähigkeit, Lebensalter und Ästhetik von Betonbauteilen haben. Der Rissausbildung lässt sich mit diversen Maßnahmen sowohl im frischen als auch im erhärtenden Betonzustand entgegenwirken. Dazu gehören Methoden der äußeren und inneren Nachbehandlung von Beton sowie der Einsatz von geeigneten Zusatzmitteln und Fasern. Schließlich wird das Schwindverhalten ausgewählter Betone mit material-spezifischen Besonderheiten, wie selbstverdichtender bzw. leichtverdichtender Beton sowie Leichtbeton stoffbezogen charakterisiert.

1 Einleitung

Als Schwinden und Quellen von Beton werden im Allgemeinen die last- und temperaturunabhängigen äußeren Volumenänderungen definiert, die durch Veränderung des Wasserhaushaltes in den Poren des frischen, des erhärtenden und des erhärteten Betons erzeugt werden [1]. Diese Vorgänge sind zeitabhängig und werden zum einen ausgelöst durch den Feuchtigkeitsaustausch mit der Umgebung bzw. andererseits durch die chemischen Reaktionen bei der Ausbildung von Hydratationsprodukten während der Zementsteinerhärtung. Zu den hygri-sch bedingten Verformungsprozessen zählen das Setzen des Betons, das plastische Schwinden, das chemische Schrumpfen, das autogene Schwinden und das Trocknungsschwinden sowie das Carbonatisierungsschwinden. In der heutigen Beton-norm wird für den erhärtenden und erhärteten Beton zwischen dem Trocknungsschwinden und dem autogenen Schwinden unterschieden; die Summe dieser wird als Gesamtschwinden bezeichnet.

Zu den ungünstigen Auswirkungen von Schwindvorgängen zählen zum einen Gefügeschwächungen der Betonrandzone mit infolge dessen

geringeren Dichtigkeiten und Oberflächenfestigkeiten und zum anderen Rissbildungen unterschiedlicher Art. Die höhere Porosität der Betonrandzone und oberflächennahe Risse erleichtern wesentlich das Eindringen von Flüssigkeiten und Gasen in das Betoninnere und bis an die Stahlbewehrung heran. Dies führt zu einer schnelleren Carbonatisierung, tieferem Eintrag von Chloridionen und anderer Beton bzw. Bewehrung angreifender Stoffe. Weiterhin wird der Frost- und Frost-Tausalz-widerstand des Betons herabgesetzt.

Aus der konstruktiven Sicht sind vor allem Zug-zwangsspannungen relevant, die durch die Behinderung der Schwindverformungen zustande kommen. Überschreiten diese Zugspannungen die Zugfestigkeit des Betons, entstehen Biege- oder Trennrisse. Diese können sowohl die Dauerhaftigkeit als auch die Funktion und das Tragverhalten von Betonbauwerken negativ beeinflussen, unter Umständen verbunden mit Nutzungsausfällen, eingeschränkter Lebensdauer oder einer kostspieligen Bauwerksinstandsetzung. Zusätzlich zu Schwindvorgängen können Temperaturänderungen, äußere Belastungen sowie chemische Vorgänge zu überlagernden Prozessen führen und die Folgen von Schwindverformungen weiter negativ beeinflussen.

Hauptursachen und Merkmale der Rissbilder sowie Zeitpunkte und Beeinflussungen ihres Entstehens sind im Zement-Merkblatt B 18 „Risse im Beton“ [2], das 2014 aktualisiert wurde, zusammengefasst. Der Ausbildung von Gefügestörungen und Rissen als Folge von Schwindvorgängen, d. h. der Verhinderung oder Kompensation von Wasserentzug und raschem Austrocknen des Betons, lässt sich mit wirkungsvollen Maßnahmen nachhaltig vorbeugen. Im Aufsatz werden die praxisrelevanten Nachbehandlungsmethoden, ihre Einsatzmöglichkeiten sowie die Mindestdauer ihrer Anwendung entsprechend der in Deutschland gültigen Normen und Zement-Merkblätter zusammengestellt. Zusätzlich wird auf die neueren Erkenntnisse aus der Baustoffforschung im Hinblick auf die Verringerung der negativen Folgen des Schwindens durch Verwendung von schwindreduzierenden Zusatzmitteln [3] und von feinen Fasern [4] eingegangen.

Eine innere Nachbehandlung, beispielsweise durch Zugabe von superabsorbierenden Polymeren (SAP), kann insbesondere dem autogenen Schwinden von modernen Hochleistungsbetonen positiv entgegenwirken, indem sie die Selbst austrocknung hemmt [5].

Die für den planenden und konstruierenden Ingenieur maßgebende Norm hinsichtlich der Berechnungen der Gesamtschwinddehnung aus Trocknungsschwinden und autogenem Schwinden ist die DIN EN 1992-1-1, d. h. der Eurocode 2 zur Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken mit den allgemeinen Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau und dem nationalen Anhang DIN EN 1992-1-1/NA [6]. Diese ersetzt die Regelungen in der nicht mehr geltenden nationalen Norm für die Tragwerksplanung im Betonbau DIN 1045-1. In DIN EN 13670/DIN 1045-3 [7] wird auf die Forderung zur Geringhaltung des Fröhschwindens durch die Anwendung von Nachbehandlungsverfahren verwiesen.

2 Schwinden von Beton

2.1 Allgemeines

In Abhängigkeit vom Alter des Betons lassen sich verschiedene lastunabhängige Verformungsarten infolge der Veränderung des Wasserhaushaltes unterscheiden. Unter der Voraussetzung schwindunanfälliger Gesteinskörnungen finden alle Schwindvorgänge überwiegend in der Zementsteinmatrix des Betons statt. Umso höher ihr Anteil in der Mischung ist, umso größer wird die Gefahr des Schwindens mit seinen negativen baulichen Auswirkungen. Allen Schwindarten ist gemeinsam, dass die Gesteinskörnungen, wenn sie aus dichtem Gestein bestehen, das Schwinden des Betons mindern [1].

Das Schwindmaß ϵ der verschiedenen Schwindarten wird üblicherweise als lineare Formänderungen, als Längenänderung Δl bezogen auf die Ausgangslänge l_0 in mm/m bzw. ‰ angegeben und hängt von der Zeit ab. Entsprechend DIN EN 1992-1-1 zur Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken [6], Abschnitt 3.1.4, setzt sich die Gesamtschwinddehnung ϵ_{cs} des Betons aus zwei Komponenten zusammen, der Trocknungsschwinddehnung ϵ_{cd} und der autogenen Schwinddehnung ϵ_{ca} .

Gemäß der betreffenden Regelungen dieser Norm soll das Schwinden nur für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit berücksichtigt werden, wenn sie wesentlich sind, z. B. bei Stabilitätsnachweisen nach Theorie II. Ordnung. In anderen Fällen muss das Schwinden im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht beachtet werden, wenn Verformungsvermögen und Rotationsfähigkeit der Bauteile in ausreichendem Maße nachgewiesen werden können. Auswirkungen aus Verformungen, wie durch Schwinden hervorgerufen, müssen in die Bemessung eingehen. Für Hochbauten dürfen diese dann für das Gesamttragwerk vernachlässigt werden, wenn Fugen im Abstand von d_{joint} (empfohlener Wert ist 30 m) vorgesehen werden, die die entstehenden Verformungen aufnehmen können. Generell soll eine Reduzierung von Verformungen und Rissbildungen aus Schwinden durch eine entsprechende Betonzusammensetzung erwirkt werden.

In der Zementnormung ist eine Prüfung des Schwindens spezifisch nicht vorhanden. Am Normmörtel gemessene Schwindverformungen sind nicht zur Beurteilung des Schwindens von Betonen geeignet.

2.2 Fröhschwinden

2.2.1 Setzen des Frischbetons und plastisches Schwinden

Im Frischbeton können in den ersten Stunden nach dem Betonieren – also solange der Beton noch plastisch verformbar und nicht belastbar ist – Schwindvorgänge vorrangig zum einen durch das Setzen des Frischbetons auftreten sowie zum anderen durch plastisches Schwinden, auch „Kapillarschwinden“ genannt. Beide Schwindarten gehören somit dem Fröhschwinden an und sind physikalischen Ursprungs.

Gemäß [8] werden durch das Setzen des Frischbetons Längsrisse über der oberen Bewehrung mit Rissbreiten von mehreren Millimetern möglich. Da sie jedoch zumeist geringe Risstiefen aufweisen, erfassen sie lediglich geringe Querschnitte des Bauteils. Durch das Setzen können zudem Fehlstellen unter der Bewehrung entstehen. Oberflächennahe Risse sind besonders hinsichtlich der Dauerhaftigkeit von Beton und daher dem Korrosionsschutz der

Bewehrung von Bedeutung und können durch die folgenden Maßnahmen verringert bzw. vermieden werden:

- Betonzusammensetzung (Wassergehalt, Sieblinie),
- Verarbeitung,
- Nachverdichtung.

Beim plastischen Schwinden baut sich infolge der Wasserverdunstung an der Betonoberfläche zwischen den Feststoffpartikeln ein Kapillarunterdruck im Gefüge auf, der einen Lufteintritt ins Material hinein und nachfolgend eine Rissausbildung provoziert.

Das Frühschwinden kann die Ausbildung einer qualitativ hochwertigen Betonrandzone von Bauteilen stark beeinträchtigen und bildet sich verstärkt aus bei:

- hohen Mehlkorngelalten,
- niedrigen Wasser-Mehlkornverhältnissen,
- erhöhtem Leimgehalt aus Feinststoffen (Zement, Flugasche, Silikastaub, etc.) und Wasser,
- feineren Gesteinskörnungen,
- wassersaugender Gesteinskörnung,
- Einsatz von Verzögerern,
- oberflächiger Betonmischung,
- ungünstiger Bauteilgeometrie.

Weitere wesentliche Einflussgrößen, die zu einer Erhöhung der oberflächigen Wasserverdunstung führen, sind:

- zu rasches Austrocknen,
- geringe Luftfeuchte,
- erhöhte Windgeschwindigkeit,
- starke Sonneneinstrahlung,
- und/oder hohe Temperaturen sowie Temperaturgefälle zw. Beton- und Außentemperatur,
- Nachverdichtung.

Infolge Störungen der Reaktionsprozesse bei der Ausbildung von Hydratphasen während der Zementsteinerhärtung durch nicht ausreichendes Wasserangebot kommt es zu den negativen Auswirkungen des Frühschwindens auf die Betonqualität im Randbereich. Dazu gehören die Neigung zum Absanden, eine erhöhte Wasseraufnahme infolge steigender Porosität und Frühschwindrissen sowie die zusätzliche Gefahr späterer Schwindrissbildung.

Abb. 1 zeigt ein charakteristisches Rissbild mit netzartiger, ungerichteter Anordnung eines nicht nachbehandelten, intensiver Sonneneinstrahlung ausgesetzten, flächigen Außenbauteils, entstanden während der ersten sechs Stunden nach dem Betonieren.



Abb. 1: Plastisches Schwinden: typisches Rissbild von netzartigen, ungerichteten Rissen auf einer Betonoberfläche in direkter Sonneneinstrahlung und Windbelastung

Die Größenordnung der Risse liegt bei möglichen mehreren Millimetern Breite (meist ca. 0,5 bis 2 mm) und mehreren Millimetern Tiefe. Bei unzureichender Nachbehandlung können Schwindmaße von -4 mm/m und bei dicken Bauteilen Risstiefen bis zu zehn Zentimetern senkrecht zur Oberfläche entstehen [1]. Diese Art der Schwindrisse tritt in der Praxis oft bei großflächigen Betonbauteilen mit wenig „Blutwasser“ auf sowie bei hohen Verdunstungsraten, insbesondere bei Bodenplatten, Industriefußböden und Verkehrsflächen. Eine Flachdecke mit einer Dicke von 20 cm kann erhebliche Durchbiegungen aufweisen, wenn nur vier Risse von 0,5 mm Breite je laufendem Meter bis zur halben Plattenstärke reichen [1]. Auf Betonoberflächen können sich zudem auch gerichtete Risse infolge einwirkender bevorzugter Windbewegung ausbilden. Extrem schnell entstehen Frühschwindrisse auf den freien Oberflächen von hochfestem Beton. Rissbildungen, provoziert durch Frühschwinden, können besonders bei stark beanspruchten Bauteilen erhebliche Schäden verursachen, die nach verhältnismäßig geringer Nutzungszeit kostenintensive, technologisch und organisatorisch anspruchsvolle Sanierungsmaßnahmen notwendig machen.

2.2.2 Messung des plastischen Schwindens

Exakte und direkte Methoden zur zeitabhängigen Messung der plastischen Schwinddeformation in horizontaler und vertikaler Richtung sowie des Kapillardruckes im Porensystem des Frischbetons bei gleichzeitiger Erfassung des Wasser- bzw. Masseverlustes wurden von Schmidt et al. [9] und Slowik et al. [10] vorgeschlagen und experimentell erfolgreich eingesetzt. Slowik entwickelte ein Setup (siehe Abb. 2) mit quaderförmigem Formmodul der Abmessungen von $L \times B \times H = 300 \times 300 \times 100 \text{ mm}^3$, um den Zusammenhang zwischen Wasserverdunstung, Unterdruck in den wassergefüllten Kapillarporen sowie

dessen kritischen Wert und der Längen- bzw. Volumenänderung der Probe darzustellen.

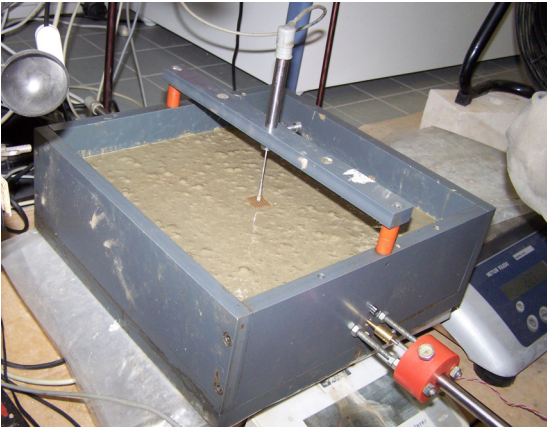


Abb. 2: Labormessung mit Messmodul für plastische Schwindverformungen: Kunststoffbox mit drei induktiven Wegaufnehmern

Unter anderem wird hierbei der genaue Punkt des Aufreißens des Wasserfilms auf der Betonoberfläche und des Eindringens von Luft in das Baustoffgemisch ermittelt. Diese Methode wird auch am Institut für Baustoffe der TU Dresden verwendet. Um das Schwindverhalten bei unterschiedlichen Randbedingungen zielsicher messen zu können, wurde eine spezielle Klimabox gefertigt, in die, neben mehreren Messmodulen auch zwei Reißkasten gemäß ASTM C 1579-13 [11] (Abb. 3) eingebaut wurden, die eine quantitative Erfassung der Rissbreite erleichtern.

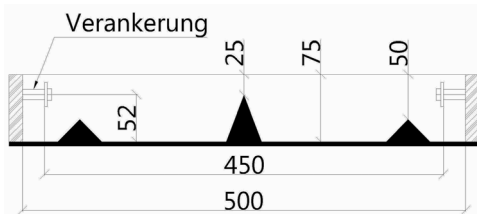


Abb. 3: Reißkasten gemäß ASTM C 1579-13 (hier mit zusätzlichen Ankern)

In Abb. 4 und 5 sind ausgewählte Ergebnisse eines Untersuchungsprogramms [12] an einem Normalbeton und einem sehr feinkörnigen hochduktilen Beton mit feinen Polymerkurzfasern [13] dargestellt. Neben den Grundrezepturen wurden auch Mischungen mit innerer Nachbehandlung durch Zugabe von superabsorbierenden Polymeren (SAP) [14] geprüft.

Aus den Ergebnissen lassen sich zusammenfassend die folgenden Schlussfolgerungen ziehen: a) zwar zeigt der sehr feinkörnige und bindemittelreiche hochduktilen Beton erwartungsgemäß deutlich höhere plastische Schwindverformungen als der untersuchte Normalbeton, jedoch sind die Schwindrisse im hochduktilen Beton aufgrund von Faserbe-

wehrung deutlich feiner; b) Zugabe von SAP führt zur Abnahme der Schwindverformungen und der Rissbreite in den beiden untersuchten Betonen; dies ist auf die langsamere Entwicklung des kapillaren Drucks in den Betonen mit SAP-Zugabe zu erklären. Das vorgestellte Beispiel zeigt die Effektivität von zwei relativ einfachen betontechnologischen Maßnahmen zur Verringerung des plastischen Schwindens und dessen negativen Folgen: Zugabe von feinen dispersen Fasern und Zugabe von Superabsorbentern [12].

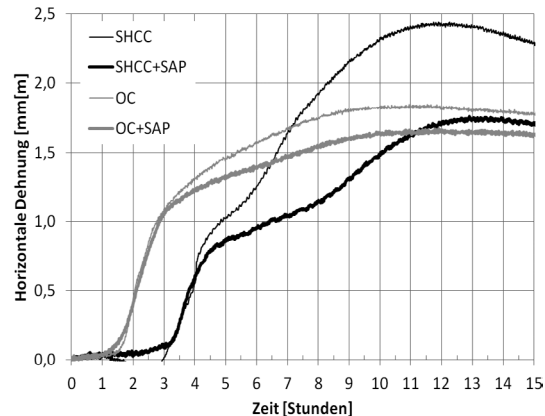


Abb. 4: Horizontale Dehnung infolge plastischen Schwindens von einem Normalbeton (OC) und einem hochduktilen Beton (SHCC) ohne und mit Zugabe von SAP; Prüfbedingungen: Temperatur 30 °C, rel. Luftfeuchte 40 %, Windgeschwindigkeit 10 m/s [12]

Als Fasermaterialien können vorrangig feine Kunststoff-, Glas- und Karbonfasern empfohlen werden. Diese Faserbewehrung wirkt in Abhängigkeit der Faserlänge und -art sowie der Einsatzmenge durch ihre homogene, dreidimensionale feine Verteilung im Gefüge und ihrer Verbundwirkung mit der umgebenden Matrix der Entstehung von Frühschwindrisen entgegen. Eine Zusammenstellung entsprechender Untersuchungsergebnisse hinsichtlich des Effektes verschiedener gebräuchlicher Fasern auf das plastische Schwinden findet man in [4].

2.2.3 Nachbehandlung des jungen Betons

Die hinreichend lange Nachbehandlung von Beton während der ersten Stunden und Tage stellt eine ganz wesentliche Voraussetzung zur Sicherstellung der Qualität insbesondere oberflächennaher Bereiche dar, die die Lebensdauer und Nachhaltigkeit gravierend beeinflusst und eine ausreichende Festigkeit der Betonrandzone sowie den notwendigen Schutz von innliegenden Stahlbewehrungen sicherstellt. Auf die Forderung zur Geringhaltung des Frühschwindens wird in diesem Zusammenhang in der DIN EN 13670/DIN 1045-3 [7] verwiesen.

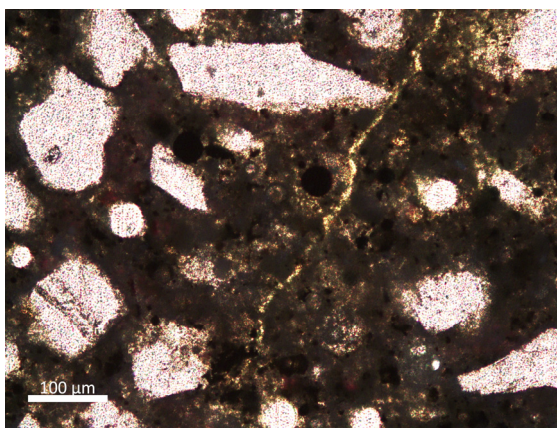
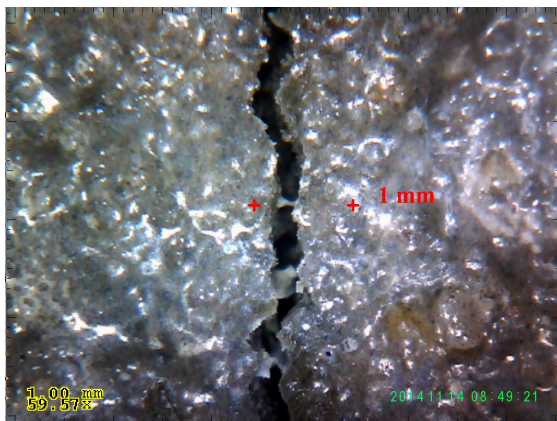
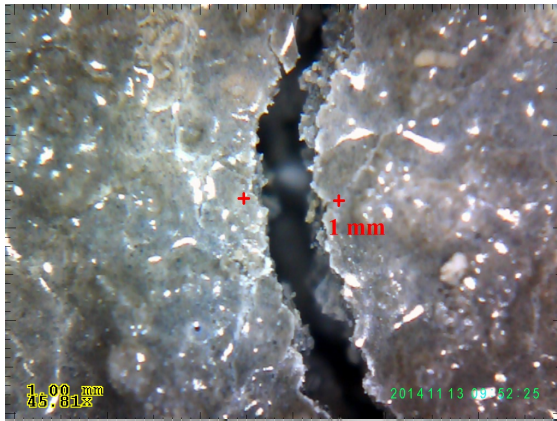


Abb. 5: Rissbilder im Reißkastenversuch an einem Normalbeton ohne (Foto oben) und mit SAP-Zugabe (Mitte) sowie einem hochduktilen Beton (unten) am Ende des Versuchs; Prüfbedingungen: Temperatur 30 °C, relative Luftfeuchte 40 %, Windgeschwindigkeit 10 m/s; das untere Bild hat eine 10mal höhere Vergrößerung als die oberen [12]

Damit sichergestellt wird, dass die Verdunstungsrate von Wasser an der Betonoberfläche gering bleibt, besteht die unbedingte Forderung, unter den gegebenen Betonierbedingungen die frische Betonoberfläche ständig feucht zu halten.

Das 2014 aktualisierte Zementmerkkblatt B 8 „Nachbehandlung und Schutz des jungen Betons“

[15] beschreibt auf deutliche Weise die Auswirkungen der Einflussparameter Windgeschwindigkeit, Luftfeuchtigkeit und Temperatur auf das Austrocknungsverhalten von Beton in seinen ersten Stunden. Dem Zementmerkkblatt B 8 sind außerdem die Arten der Nachbehandlung sowie Beginn und Dauer zu entnehmen. Diese Maßnahmen müssen unmittelbar nach Abschluss des Betonverdichtens oder der Oberflächenbearbeitung erfolgen, bzw. wenn der Beton noch mattfeucht ist. So soll von Anfang an ein übermäßiges und vorzeitiges Verdunsten von Wasser über die Betonoberfläche ausgeschlossen werden. Enthalten sind im Merkblatt zudem eine Checkliste zur Arbeitsanweisung und die Ausführungskontrolle der Nachbehandlungsmaßnahme. Geeignete Verfahren der äußeren Nachbehandlung, auch in Kombination angewendet, lassen sich unterteilen in:

- wasserrückhaltende Verfahren:
 - Belassen in der Schalung,
 - Abdecken der Betonoberfläche mit dampfdichter Folie,
 - Aufbringen flüssiger Nachbehandlungsmittel.
- wasserzuführende Verfahren:
 - kontinuierliches Besprühen mit Wasser zur Aufrechterhaltung eines sichtbaren Wasserfilms,
 - Auflegen wasserspeichernder Abdeckungen unter ständigem Feuchthalten bei gleichzeitigem Verdunstungsschutz,
 - Unterwasserlagerung (Fluten).

Die Auswahl der speziellen Nachbehandlungsart richtet sich nach den herrschenden Umgebungsbedingungen, der Lage der Bauteile, ihrer Geometrie und der verwendeten Schalung. Dem 2014 herausgegebenen Zementmerkkblatt B 21 „Betonieren bei extremen Temperaturen“ [16] sind auf diese Fälle abgestimmte Nachbehandlungsmaßnahmen zu entnehmen, ebenfalls eine bauteilbezogene Nachbehandlungstabelle mit Nachbehandlungsdauern in Abhängigkeit von Expositionsklassen nach DIN EN 206 [17].

Detaillierte Angaben zur Mindestdauer von Nachbehandlungsmaßnahmen in Abhängigkeit der vorliegenden Expositionsklassen befinden sich in DIN 1045-3 [7]. Danach hängt die Nachbehandlungsdauer von folgenden Hauptfaktoren ab:

- der Expositionsklasse nach DIN EN 206 [17],
- der Festigkeitsentwicklung r in Abhängigkeit der Betonzusammensetzung, wobei r das Verhältnis der Mittelwerte der Druckfestigkeiten nach 2 Tagen (f_{cm2}) und nach 28 Tagen (f_{cm28}) darstellt,
- der Oberflächentemperatur, ggf. der Frischbetontemperatur.

Allgemein stellen die Maßnahmen der Nachbehandlung, außer bei Betonagen unter 5 °C Lufttemperatur sowie über einen Zeitraum von 48 Stunden anhaltenden Lufttemperaturen von durchschnittlich über 30 °C, lediglich eine Baunebenleistung dar, können jedoch auch als eigene Position im Leistungsverzeichnis festgelegt werden.

2.3 Chemisches Schrumpfen

Die Volumenabnahme in erhärtendem Beton infolge Hydratationsreaktionen wird als chemisches Schrumpfen bzw. chemisches Schwinden bezeichnet. Die Ursache dieses Schwindvorgangs liegt in einer Volumenkontraktion, die mit dem Einbau von Wassermolekülen in die verschiedenen Hydratphasen des Zementsteins einhergeht. Chemisch gebundenes Wasser hat ein geringeres Volumen als die entsprechende Menge an freien Wassermolekülen. Die Reaktionsprodukte der chemischen Hydratationsreaktion weisen insgesamt ein geringeres Volumen auf als ihre Ausgangsstoffe Zement und Wasser.

Das chemische Schrumpfen beginnt sofort bei Kontakt des Zementes mit dem zugesetzten Anmachwasser. Solange der Beton noch weich bzw. plastisch verformbar kann er sich zwar theoretisch stark verformen, diese Verformungen werden jedoch i.d.R. durch die Schalung bzw. anliegende Bauteile behindert. Es entstehen dabei keine nennenswerten Spannungen. Verformungen durch Volumenverringern mindern sich jedoch mit zunehmendem Ansteifen des Betons. Mit den weiteren Erhärtungsreaktionen nimmt der Verformungswiderstand in der Matrix zu, so dass die Volumenverringern späterhin zu feinen Poren im Zementsteingefüge führt. Das chemische Schrumpfen erstreckt sich jedoch über den gesamten Hydratationsprozess bis zu seinem Ende, dem vollständigen Umsatz von Zement mit Wasser. Es kann somit Monate bis Jahre beanspruchen [18]. An jungen Betonen, die ohne Feuchtigkeit abzugeben, erhärten (Ausschluss des plastischen Schwindens), zeigen sich bereits im jungen Alter starke Verkürzungen in vertikaler Richtung, die bei drei Stunden 1,4 mm/m betragen können [18].

Auf das chemische Schwinden hat die verwendete Zementart Einfluss. Es werden bei schnell härtenden Zementen höherer Festigkeitsklassen (meist Portlandzemente: z. B. CEM I 52,5 R) im Gegensatz zu normal (z. B. CEM I 32,5 R) und langsam härtenden (meist Hochofenzemente bzw. Puzzolanzemente: z. B. CEM III 32,5 R) stärker ablaufende Schwindprozesse stattfinden. Das trifft gleichermaßen auf das autogene Schwinden zu.

Durch die Volumenkontraktion infolge chemischen Schrumpfens im jungen Alter entstehen vor allem Risse über der Bewehrung und hier besonders bei massiven Bauteilen. Um diese Art von Schwind-

rissen zu minimieren, ist ein Nachverdichten des Betons kurz vor Ende der Vibrierbarkeit hilfreich, bei größeren Querschnitten ist ein schichtweiser Beton-einbau unter Verwendung von Verzögerern anzustreben [19]. Das Schwindmaß, hervorgerufen durch chemisches Schwinden, wird in der Literatur mit 0 bis -0,3 mm/m angegeben [20].

Die Vorgänge von chemischen Schwinden und autogenem Schwinden sind eng miteinander verknüpft. Beide sind direkt an die Erhärtungsreaktion im Zementstein gebunden. Die Auftrennung in einzelne Anteile ist schwierig. Für praktische Überlegungen kann man sie zusammengefasst betrachten und als Grundswinden bzw. Schrumpfen bezeichnen [18]. Beide Schwindarten sowohl chemische als auch autogene sind im Gegensatz zum plastischen oder Trocknungsschwinden unabhängig von der umgebenden Luftfeuchte. Das Grundswinden von Beton nach Erstarrungsende bezeichnet man üblicherweise als autogenes Schwinden und hebt man es damit von chemischen Schrumpfen vor dem Erstarren von Beton.

2.4 Autogenes Schwinden

Autogenes Schwinden bezeichnet die makroskopische Volumenverringern durch innere Selbst-austrocknung mit fortschreitender Hydratation des Zementsteins im erhärtenden Beton ohne Veränderung seines Gesamtwassergehaltes [6]. Bei konservierter Lagerung, d. h. ohne äußeren Wassernachschub, kommt es bei niedrigen Wasser-Zementwerten zu einem Wassermangel in den Zementsteinporen über den gesamten Bauteilvolumen [21]. Dies führt wiederum zu zunehmenden Zugspannungen im Porenwasser und Druckspannungen im Zementsteingerüst; der Zementstein schwindet. Erreichen die Gefügespannungen aufgrund der Behinderung der Schwindverformung des Zementsteines durch Gesteinskörnung die Zugfestigkeit des Betons, so entstehen Mikrorisse im Inneren des Betons, bevorzugt in der Umgebung bzw. Kontaktzonen mit Gesteinskörnungen. Bei der Behinderung der Verformung des Bauteiles als Ganzes treten Zwangsspannungen auf, die zu Trennrissen führen können.

Im Unterschied zum Trocknungsschwinden entsteht bei autogenem Schwinden kein Feuchtigkeitsgradient von innen nach außen, da der Verbrauch an Wassermolekülen über den Bauteilquerschnitt hin nahezu gleich ist. Daher entstehen – anderes als im Fall Trocknungsschwinden – keine Oberflächenrisse.

Das autogene Schwinden setzt zirka ab Erstarrungsbeginn des Betons ein und erstreckt sich über das Betonalter der ersten Tage und Wochen. Es geht mit dem sich entwickelnden Hydratationsgrad einher und ist besonders vorrangig für die ersten Wochen des jungen Bauteils relevant. Die durch auto-

genes Schwinden hervorgerufene Verformung nimmt zu mit:

- abnehmendem Wasser-Zementwert ab kleiner ca. 0,40 [18],
- erhöhter Feinporosität, z. B. durch die Zugabe von Mikrosilika,
- der Verwendung von Zementen mit schnellerer Festigkeitsentwicklung,
- zunehmender Hydratation.

Nach DIN EN 1992-1-1 zur Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken [6] sollte das autogene Schwinden insbesondere dort berücksichtigt werden, wo Frischbeton auf bereits erhärteten Beton aufgebracht wird. Der rechnerische Hergang zur Bestimmung der autogenen Schwinddehnung als ein Produkt des Endwertes der autogenen Dehnung und der Zeitfunktion ist der genannten Norm zu entnehmen.

Im Allgemeinen ist das autogene Schwinden von Normalbeton als gering einzustufen. Aus der Literatur ist bekannt, dass das Schwindmaß von Normalbeton mit einem Wasser-Zementwert von 0,5 infolge autogenem Schwinden rund $-0,10$ mm/m nach einem Jahr beträgt, wohingegen jenes von hochfestem Beton innerhalb weniger Tage Werte zwischen $-0,15$ und $-0,25$ mm/m erreicht. Hochfeste Betone erweisen sich daher als besonders rissanfällig und zwar bereits in den ersten Tagen nach dem Betonieren. Dabei übertrifft für hochfeste Betone die autogene Schwinddehnung die aus Trocknungsschwinden.

Das Zement-Merkblatt B 16 „Hochfester Beton/Hochleistungs-beton“ [22] verweist auf eine verlängerte Nachbehandlungsdauer von mindestens zwei Tagen für Innenbauteile und drei Tagen für Außenbauteile. Die äußere Nachbehandlung sollte sofort nach Verdichtungsende beginnen, günstigerweise ist eine wasserzuführende Methode vorzuziehen. Allerdings wirkt eine äußere Nachbehandlung auch aufgrund der dichten Betonsteinmatrix nur in den oberflächennahen Zonen, weil das zugeführte Wasser nicht hinreichend schnell in das Bauteilinnere antransportiert werden kann.

Viel effektiver entgegnet man der inneren Austrocknung von Anfang an und am Ort ihres Entstehens durch eine innere Nachbehandlung. Verwendet werden können hierfür vorgesättigte leichte Gesteinskörnungen mit hoher Porosität, wie Bims und Blähton. Dabei kann es jedoch zur nachteiligen Reduktionen der Festigkeit und Steifigkeit des Betons kommen. Eine weitere Möglichkeit bietet die Zugabe von Stoffen, die zunächst Wasser aus dem Frischbeton absorbieren, um es dann später als Nachbehandlungswasser zur Verfügung zu stellen. Geeignet als ein solches Wasserspeichermedium sind spezielle superabsorbierende Polymere (SAP),

zumeist kovalent querverbundene Polyelektrolyte, die robust im hochalkalischen Medien sind und zirka das Zwanzigfache ihrer Gewichtes an Wasser in hochionischen Lösungen aufnehmen können [14, 23]. Sie werden dem Beton beim Mischvorgang in Pulverform und können fein verteilt in der Matrix unter Volumenzunahme Wasser speichern. Damit entstehen über das gesamte Betonvolumen gleichmäßig vorhandene potentielle Wasserspender. Verringert sich die relative Feuchte im Porensystem des Betons, wird das in SAP gespeicherte Wasser wieder abgegeben und auf diese Weise negativen Auswirkungen des autogenen Schwindens bzw. der Rissgefährdung entgegengewirkt [24]. Abb. 6 zeigt eine von SAP gebildete ehemals wassergefüllte Pore in einem erhärteten ultrahochfesten Beton. Durch Zugaben von SAP konnten die autogenen Schwindverformungen des ultrahochfesten Betons um ein Mehrfaches vermindert werden.

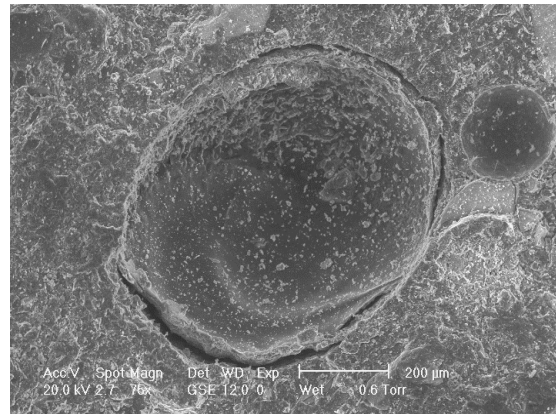


Abb. 6: ESEM-Aufnahme einer SAP-Pore in der umgebenden hochfesten Betonmatrix

In Abb. 7 ist ein Messaufbau mit Röhrendilatometern zur Messung der linearen Verformung, hervorgerufen durch autogenes Schwinden, unter konservierender Materiallagerung ersichtlich. Um das Trocknungsschwinden auszuschließen, wird das zu untersuchende Baustoffgemisch in hermetisch abdichtende Röhren eingefüllt und die sich ausbildenden Längenänderung mit Messuhren beginnend ab dem Zeitpunkt des Erstarrungsanfangs bis zu einem Betonalter von 28 Tage bzw. darüber hinaus erfasst.

Mit SAP-Zugabe konnten beispielsweise die autogenen Schwindverformungen des ultrahochfesten Betons durch innere Nachbehandlung mit SAP-Zugaben von 0,3 und 0,6 M.-% bezogen auf den Zementgehalt um ein Mehrfaches vermindert werden [24], siehe Abbildung 8. Je höher Anteile von SAP und zusätzlichem Wasseranteil, umso deutlicher ist die positive Wirkungsweise. Die Verarbeitbarkeit dieses Betons wurde durch die ausgeführten Maßnahmen der inneren Nachbehandlung mit SAP nicht

negativ beeinflusst, die Druckfestigkeit lediglich geringfügig verringert.

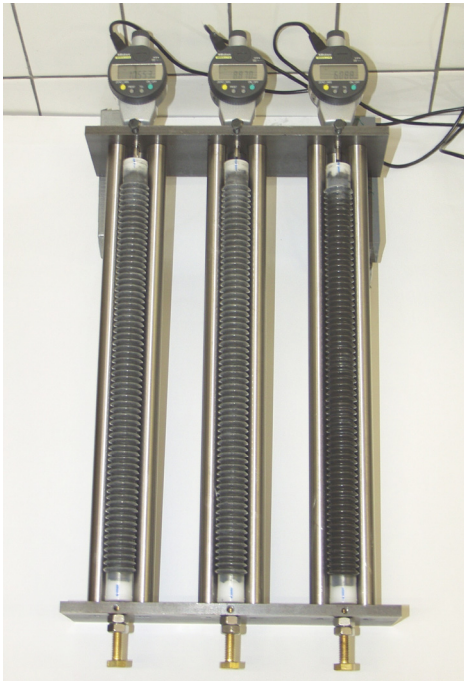


Abb. 7: Labormessung mit Messmodul mit Röhrendilatometer zur Messung des autogenen Schwindens

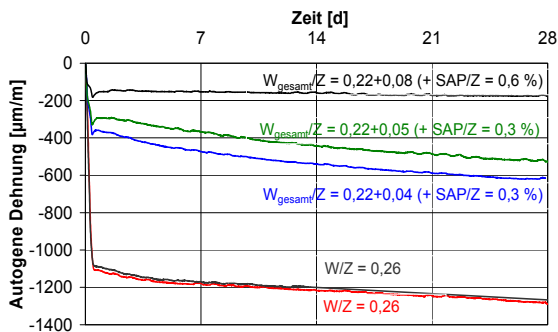


Abb. 8: Effekt von SAP-Zugaben hinsichtlich autogenem Schwinden: Vergleich von UHPC mit und ohne SAP-Zugaben und zusätzlichem Wasseranteil während der ersten 28 Tage nach dem Erstarrungsende [24].

2.5 Trocknungsschwinden

Das Trocknungsschwinden charakterisiert die Volumenminderung infolge Abgabe von Wasser aus den Kapillarporen nach außen, das nicht chemisch im Zementstein des Betongefüges bzw. physikalisch in den Gelporen eingebunden ist. Es setzt mit dem Erhärtungsbeginn des Betons bzw. mit dem Ende der Nachbehandlung ein, um Wochen bis Monate, unter Umständen bis viele Jahre anzudauern. Das Trocknungsschwinden bezeichnet die weitere lang-

same Austrocknung des Betons nach dem Ende des plastischen Schwindens bei relativen Luftfeuchten unter 95 % bis zum Feuchteausgleich mit der Umgebung. Es ist damit sehr stark von der Feuchte der umgebenden Luft und zudem auch vom Alter des Betons abhängig. Im Mittel liegt die den Feuchte- bzw. Austrocknungsgradienten bestimmende relative Luftfeuchte in der gemäßigten Klimazone zwischen 65 % im Sommer und 80 % im Winter. Das Trocknungsschwinden vollzieht sich vergleichsweise langsam, da es hauptsächlich von der Wassermigration durch den erhärtenden bzw. erhärteten Beton abhängt [6].

In DIN EN 1992-1-1 zur Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton - und Spannbetongtragwerken [4] ist das rechnerische Vorgehen zur Bestimmung der Trockenschwinddehnung als ein Teil der Gesamtschwinddehnung von Beton dargestellt. Danach beträgt der Endwert der Trocknungsschwinddehnung $\epsilon_{cd,\infty}$:

$$\epsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \epsilon_{cd,0} \quad (1)$$

Der Grundwert $\epsilon_{cd,0}$ für die unbehinderte Trocknungsschwinddehnung für Beton mit Zement CEM einer bestimmten Klasse N ist in Abhängigkeit der relativen Luftfeuchte in Tabelle 3.2 der Norm [6] entnehmbar. Koeffizient k_h ist von der wirksamen Querschnittsfläche h_0 abhängig, vorhanden in Tabelle 3.3 der Norm [6]. Die Errechnung der Trocknungsschwinddehnung $\epsilon_{cd}(t)$ in Abhängigkeit der Zeit erfolgt mit:

$$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd,0} \quad (2)$$

Der vom Alter des Betons abhängige Faktor $\beta_{ds}(t, t_s)$ ist ein Beiwert zur Beschreibung des Trocknungsschwindens vom Zeitpunkt seines Beginns t_s [d] bis zum betrachteten Zeitpunkt t [d].

Der für Normalbeton bedeutendste Schwindanteil ist der aus dem Trocknungsschwinden. Im Vergleich von Normalbeton mit hochfestem Beton zeigt sich, dass ersterer einen wesentlich höheren Anteil an Trocknungsschwinden aufweist sowie einen geringen Anteil an autogenem Schwinden.

Die Blockierung des Schwindens des Zementsteines durch die Gesteinskörnung nimmt zu, je höher der E-Modul der Gesteinskörnung und je schwindunanfälliger diese selbst sind. Gesteinskörnungen aus Quarz und Basalt sind hierbei als schwindunanfällig zu werten im Gegensatz zu beispielsweise Sandstein, Kalksandstein, Muschelkalk, tonhaltigen Produkten und Rezyklaten. Beton mit schwindfähigem Sandstein weist mit -1,25 mm/m ein wesentlich höheres Endschwindmaß auf im Vergleich zu einem solchen mit steifem nicht schwindendem Basalt mit -0,4 mm/m [25].

Das Maß des Trocknungsschwindens wird vor allem durch die Menge an vorhandenem Zementstein bestimmt. Durch die Verwendung von Fließmitteln bei gleichzeitiger Reduzierung des Zementsteinvolumens wird ein verringertes Schwindmaß möglich [20]. Im Allgemeinen betragen die Endschwindmaße in Abhängigkeit der Umgebungsfeuchte für Normalbeton $-0,1\text{‰}$ bei sehr hoher Luftfeuchte von 90 %, $-0,3\text{‰}$ bei Lagerung im Freien mit 70 % Luftfeuchte und $-0,5\text{‰}$ bei Lagerung im Innenraum mit 50 % Luftfeuchte [20]. Die Schwinddehnungen von in Innenräumen befindlichen Beton mit geringen relativen Luftfeuchten sind demnach wesentlich höher (z. B. Normalbeton: $-0,6\text{ mm/m}$) als die von Betonen in Außenbereichen mit höheren Luftfeuchten und Möglichkeiten erneuter Befeuchtung (z. B. Betonfahrbahn: $-0,3\text{ mm/m}$) [25].

Charakteristisch für diese sich über die gesamte Bauteildicke erstreckende Schwindart ist die mit dem Austrocknungsgradienten einhergehende Zunahme des Spannungszustandes im Bauteil, d. h. der Zugspannung im oberen Querschnittsteil und der Druckspannung im unteren. In der Praxis kommt es zu einer Zunahme des Trocknungsschwindens mit:

- Abnahme von relativer Luftfeuchte,
- Zunahme des Wasser-Zementwertes und des kapillaren Porenraumes,
- Abnahme des Anteils an Gesteinskörnung,
- Zunahme der Schwindanfälligkeit der Gesteinskörnung,
- Zunahme des Zementsteinvolumens,
- Abnahme des Alters des Festbetons bei Austrocknungsbeginn.

Das Schwinden infolge erneuter Austrocknung nach Feuchtezufuhr ist kleiner als bei erstmaligem Austrocknen.

Das Trocknungsschwinden hängt zudem in starkem Maße von der Bauteilgeometrie ab. So sind bei flächigen Bauteilen mit relativ geringer Bauteildicke stärkere Schwindvorgänge zu erwarten. Die Arten resultierender Risse infolge Trocknungsschwindens sind Oberflächenrisse, Trennrisse, Biegerisse und Spaltrisse mit Rissbreiten von unter Umständen über 1 mm.

Einem verringerten Trocknungsschwinden kann mit einem geeignet spezifizierten Betonkonzept begegnet werden. Durch die Beigabe eines Schwindreduktionsmittels (SRA) kann eine Verformungsreduktion von bis zu 30 % des Trocknungsschwindens erreicht werden [19]. Diese Zusatzmittel bestehen hauptsächlich aus höheren Alkoholen, welche die Oberflächenspannung des Wassers im Betongefüge und hiermit seine Schwindneigung herabsetzen. Am Institut für Baustoffe der TU Dresden wurde dieser Effekt durch entsprechende Versuche zum freien Schwinden von einem selbstverdich-

tendem Leichtbeton (SVLB) bewiesen. Die Rissneigung bei behinderter Schwindverformung wurde mit Hilfe von mit DMS instrumentierten Ringversuchen durchgeführt, bei denen der innen liegende Stahlring die Volumenänderung des umhüllenden Betonzylinders behindert (Abb. 9). Der positive Einfluss der Schwindreduzierer zeigte sich am deutlichsten durch eine deutlich spätere Rissbildung und geringere Rissbreiten in SVLB mit der SRA-Zugabe. Während sich im Referenz-SVLB bereits im Alter von 15 Tagen ein durchgehender Riss mit einer Breite von 0,8 mm bildete, trat frühestens nach einem Alter von 40 Tagen der erste Schwindriss im SRA-modifizierten SVLB ein, dessen Rissbreite lediglich 0,2 mm betrug [26].

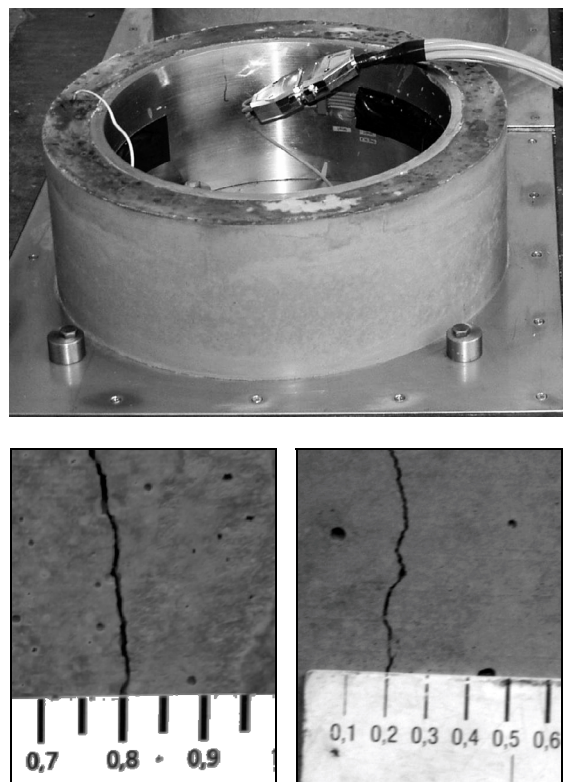


Abb. 9: Rissweiten am Beton der Schwindringversuche (oben) kurz nach dem Auftreten der Rissbildung: SVLB ohne Zusatzmittel nach 15 Tagen (unten links); SVLB mit SRA nach 40 Tagen (unten rechts)

2.6 Carbonatisierungsschwinden

Das Carbonatisierungsschwinden entsteht durch irreversible chemische Reaktion von in den Beton eindiffundierendem Kohlenstoffdioxid aus der Umgebungsluft mit bei der Zementhydratation entstehendem Calciumhydroxid unter Bildung von Calciumcarbonat. Diesen Prozess begünstigen relative Luftfeuchten der Umgebung von 50 bis 70 %. Da das entstehende Endprodukt dieser Carbonatisierungsreaktion ein geringeres Volumen einnimmt als

der Ausgangsfeststoff, kommt es zu einem Schwindvorgang. Dieser auf der „natürlichen Alterung“ von Beton ablaufende Prozess kann zirka ab Erstarrungsbeginn einsetzen, sobald auf der Betonoberfläche eine umsetzbare Konzentration an Calciumhydroxid verfügbar ist und kann Jahrzehnte andauern. Da der Schwindvorgang auf die relativ kleine Randzone im Betonbauteil beschränkt ist, wird ein vergleichsweise geringes Schwindmaß erreicht. Die entsprechende Schwinddehnung kann für Werkstoff Beton bis zu ca. -0,2 ‰ betragen und damit ca. 30 % [1] bzw. 50 % [25] des Trocknungsschwindens. Das zugehörige Schadensbild ist mit der Entstehung von Netzzissen vor allem auf oberflächennahen mit der Luft in Berührung kommenden Bereichen, in der Carbonatisierungszone des Zementsteins, beschränkt. Die Auswirkung auf die Verformung von Betonbauteilen ist hingegen als gering zu werten und bemessungstechnisch für Bauteile in der Regel nicht relevant [25]. Ein Beitrag zur Gesamtverformung entsteht bei gefügedichteten Betonen durch Carbonatisierungsschwinden nicht [18]. Eine allerdings intensive Krakeleerissbildung, die bei Befeuchtung gut sichtbar wird, kann im Zusammenwirken mit Trockenschwindprozessen und resultierenden erhöhten Zwangsspannungen über darunterliegenden weniger schwindenden Betonschichten entstehen [1]. Zudem kann eine Aufweitung bereits vorhandener Risse vorkommen. Diese können den Frostwiderstand des Betons beeinträchtigen. Hinzu kommt, dass einhergehend mit der Abnahme der Alkalität der Porenlösung und dem Fortschreiten der Carbonatisierung des Betons in tiefere Schichten hinein Korrosionsprozesse am Stahl ausgelöst werden können.

3 Schwinden ausgewählter Betonarten

3.1 Leichtverdichtender und Selbstverdichtender Beton

Von Leichtverdichtendem Beton (LVB) spricht man, wenn zum Verdichten des Betons infolge seiner speziellen Fließeigenschaften nur sehr geringe Rüttelenergie notwendig ist. Sind gar keine Maßnahmen zum Verdichten des Betons notwendig, so handelt es sich um selbstverdichtenden Beton (SVB). SVB wird beispielweise bei dichter Bewehrung bzw. komplizierter ungünstiger Bauteilform eingesetzt, wenn durch herkömmliches Rütteln keine optimale Entlüftung gegeben ist. SVB entlüftet aufgrund seiner Schwerkraft selbstständig. Zutreffende Konsistenzklassen nach DIN 1045-2 [27] für LVB sind F5 (fließfähig; Ausbreitmaß: 560 bis 620 mm) und F6 (sehr fließfähig, Ausbreitmaß: 630 bis 700 mm). Für SVB (Ausbreitmaß größer als 700 mm) ist in dieser Norm keine Konsistenzklasse mehr vorgesehen. Um die speziellen rheologischen Eigenschaften zu ge-

währleisten, müssen beide Betonarten gegenüber Rüttelbeton angepasste Rezepturen mit deutlich erhöhtem Mehlkornanteil aufweisen. Der Mehlkornanteil von LVB überschreitet jedoch im Gegensatz zu SVB den höchstzulässigen Gehalt entsprechend DIN 1045-2 [27] nicht.

SVB enthält bei gleichem Zementgehalt und Wasser-Zementwert mehr Mehlkorn als Normalbeton: Mehlkorngehalt SVB entsprechend Mehlkorntyp beträgt 550 bis 650 kg/m³. Der Gehalt von Mehlkorn aus den Anteilen Zement, Gesteinskörnung und Zusatzstoffen bildet mit dem Anmachwasser und dem Fließmittel einen Leim, der die Gesteinskörnung trägt. Zum Einsatz kommen leistungsstarke Fließmittel der neuen Generation auf Polycarboxylatether-Basis (PCE). Nach dem Zement-Merkblatt B 29 „Selbstverdichtender Beton - Eigenschaften und Prüfung“ [28] zeigt SVB generell das gleiche Schwindverhalten wie Normalbeton, da der Zementleimgehalt nicht wesentlich verändert ist und das Schwinden hauptsächlich von diesem und dem daraus entstehenden Zementsteingehalt abhängt.

Das Schwindmaß von SVB im Vergleich zu Rüttelbeton (beides Festigkeitsklasse C50/60) wurde auch in [29] untersucht und zwar mit dem Ergebnis, dass die entsprechenden Verformungen annähernd gleich verliefen, wobei im jungen Alter der SVB eine etwas größere Schwinddehnung aufwies, jedoch sich mit zunehmenden Alter und der Gefügeverdichtung die Dehnungen anglichen.

In [30] wird beschrieben, dass SVB, dessen Mehlkorngehalt auf ein Mindestmaß optimiert wurde, Materialeigenschaften aufweist, die einem Normalbeton zumindest gleichwertig sind. Dies gilt insbesondere für das Kriech- und Schwindverhalten. In [31] ist zu entnehmen, dass mit zunehmendem Wasser-Zementwert von SVB auch die Schwindneigung ansteigt und zwar verhältnismäßig mehr als dies bei Rüttelbeton der Fall ist. Hier wird auch die besondere Problematik des Frühschwindens in jungem Alter erwähnt. Selbstentlüftung und erhöhte Reaktionsgeschwindigkeit sorgen für einen großen Wasserverlust in den ersten 24 Stunden. Es wird davon ausgegangen, dass der Prozess des Trocknungsschwindens für SVB schneller abgeschlossen ist als bei einem vergleichbaren Rüttelbeton. In Versuchen war hier nach 80 Tagen keine signifikante diesbezügliche Längenänderung festgestellt worden.

Aus [18] geht allerdings hervor, dass bei SVB mit seinen materialspezifischen Besonderheiten ein hoher Wassergehalt sowie ein hoher Gehalt an reaktiven Bestandteilen, wie Zement und Flugasche, das Schwindmaß erhöhen können. Unter der Voraussetzung von nicht schwindanfälligen Gesteinskörnungen wird die Schwindverformung tendenziell umso größer, je höher der Gehalt an schwindfähigem Zementstein ist. Es ist auf die Auswirkungen von

Betonzusatzmitteln verwiesen, die das Schwindmaß teilweise erheblich erhöhen können. Es wird bei SVB mit erhöhtem Mehlkorngelalt von Schwindverformungen berichtet, die gegenüber Rüttelbeton nach 90 Tagen ein um 11 % höheres Schwindmaß zeigten.

3.2 Leichtbeton

Leichtbeton zeichnet sich im Vergleich zu gefügedichtem Normalbeton mit dichten Gesteinskörnungen und dichtem Zementstein dadurch aus, dass er ein geringeres Gewicht infolge meist poriger Leichtzuschläge sowie Lufteinschlüsse aufweist. Es wird so eine Verminderung der Rohdichte um 25 bis 50 % möglich [18]. Das Schwindverhalten verschiedener Leichtbetonarten unterscheidet sich in Abhängigkeit ihrer stofflichen Zusammensetzung. Nachfolgend sei auf die wichtigsten eingegangen.

Bei gefügedichtem Leichtbeton mit Kornporosität entspricht die Mischungszusammensetzung der von Normalbeton. Dem gegenüber sind jedoch leichte grobe Gesteinskörnungen mit geringer Rohdichte und E-Modul vorhanden, wie üblicherweise Blähton, Blähglas, Blähschiefer und Naturbims. Die Trockenrohichte bewegt sich in der Spanne von 800 kg/m^3 bis 2000 kg/m^3 , wohingegen sie für Normalbeton zwischen 2000 kg/m^3 und 2600 kg/m^3 beträgt [6]. Leichtbeton weist einen besseren Verbund zwischen Zementstein und Korn auf als Normalbeton. Das Zugabewasser wird mit von den porigen Gesteinskörnungen aufgenommen und steht dem Beton zum Nacherhärten über Monate zur Verfügung. Es können sich so günstigerweise zusätzliche C-S-H-Phasen bilden, die in die porigen Gesteiskörner hineinwachsen und damit verbundverbessernd wirken. Allerdings muss eine sehr gute Nachbehandlung ein Feuchtigkeits- und Temperaturgefälle zur Oberfläche hin verhindern [18, 32]. Dadurch kann einer Rissgefahr mit Netzrissebildung infolge Schwindvorgängen vorgebeugt werden. Bei einer entsprechenden Nachbehandlung kann man von einer sehr guten Dauerhaftigkeit ausgehen. Auf die nachhaltige Verhinderung der inneren Austrocknung infolge autogenem Schwinden durch die Verwendung vorgehärteter leichter Gesteinskörnungen zur Wasserspeicherung wurde bereits in einem vorherigen Unterkapitel verwiesen. Grube [1] sagt jedoch aus, dass für Leichtbeton vor allem wegen des geringeren E-Moduls der leichten Gesteinskörnung eine erhöhte Schwinddehnung zu erwarten ist. Es wird daher empfohlen, die Schwinddehnungen jeweils konkret objektbezogen zu ermitteln.

Bei haufwerksporigem Leichtbeton wird die Gesteinskörnung so ausgewählt, dass möglichst viel Hohlraum zwischen den Körnern entsteht. Die Zementleimmenge ist so konzipiert, dass die Zuschläge lediglich umhüllt und punktwiese verkittet sind [32]. Der Anteil an schwindfähigem Zementleim bzw.

Zementstein ist demzufolge gering, was zu einem geringen Schwindmaß von ca. $-0,2 \text{ ‰}$ führt. Wird jedoch eine Gesteinskörnung verwendet, die eine Feuchtedehnung aufweist, wie Naturbims, können Schwindmaße von $-0,7$ bis $-0,9 \text{ mm/m}$ auftreten. Im Gegensatz zu gefügedichtem Leichtbeton neigt haufwerksporiger Leichtbeton kaum zu netzartigen Schwindrissen an der Oberfläche [18]. Generell ist die Schwindanfälligkeit der Gesteinskörnung mit einzubeziehen, wie im Absatz zum Trocknungsschwinden beschrieben wurde.

Porenleichtbeton, auch Schaumbeton genannt, ist ein Beton, bei dem die Mörtelmatrix mit Luftporen durchsetzt ist. Schaumbetone mit Natursand als Zuschlag besitzen einen hohen Volumenanteil an schwindfähigem porosiertem Zementstein. Zudem ist nur ein geringer Anteil an Gesteinskörnung vorhanden, der den Schwindverformungen entgegenwirken könnte. Daher neigen diese Betone zu erhöhtem Schwinden, umso mehr je niedriger die Trockenrohichte ist. Schaumbeton mit der relativ hohen Trockenrohichte von 1400 kg/m^3 zeigt ein Endschwindmaß von $-1,6 \text{ mm/m}$ und schwindet damit mehr als dreimal so stark wie Normalbeton; die leichteren Schaumbetone zirka vier bis sechsmal so stark [18].

Porenbeton ist ein feinkörniger Beton, der aus Zement und/oder Kalk und feingemahlene Kieselsäurehaltigen Stoffen mit porenbildenden Zusätzen, Wasser und ggf. Zusatzmitteln hergestellt und unter Dampf ausgehärtet wird [18]. Er zeigt wie alle anderen Betonarten ein Trocknungsschwinden. Vom wassergesättigten Zustand bis zur Ausgleichsfeuchte bei 20 °C und 45 ‰ relativer Luftfeuchte bewegt sich das entsprechende Schwindmaß zwischen $-0,20$ und $-0,35 \text{ mm/m}$. Bei starker Austrocknung in extrem trockener Luft folgt ein verstärktes rissbildendes Schwinden. Bei dieser Betonart kann es speziell zu erhöhter Carbonatisierung bis in die Bauteilmitte und dem damit verbundenen Carbonatisierungsschwinden kommen. Dann beträgt dieses mit bis zu -6 mm/m ein Mehrfaches des Trocknungsschwindens. In stark angereicherter CO_2 -Atmosphäre, wie z. B. in Betrieben mit Herstellung kohlenstoffhaltiger Produkte, sollten daher bei Vorhandensein von Porenbetonbauteilen entsprechende Schutzmaßnahmen getroffen werden [18].

4 Literatur

- [1] Grube, H. (2003) Die Schwindverformungen des Betons - Definition der verschiedenen Schwindarten, Ursachen, Größe der Verformungen und baupraktische Bedeutung. beton, Nr. 12, S. 598-603
- [2] Zement-Merkblatt B 14: Risse im Beton (2.2014), Herausgeber: Verein Deutscher Zementwerke e.V.

- [3] Zement-Merkblatt B 3: Betonzusätze - Zusatzmittel und Zusatzstoffe (2.2014), Herausgeber: Verein Deutscher Zementwerke e.V.
- [4] Wongtanakitcharoen, T. (2005) Effect of randomly distributed fibres on plastic shrinkage cracking of cement composites, Dissertation University of Michigan
- [5] Mechtcherine, V. (2012) Superabsorbierende Polymere als neues Betonzusatzmittel. *BetonWerk International*, Heft 2, S. 42-48
- [6] DIN EN 1992-1-2: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken (01.2011) - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau und DIN EN 1992-1-1/NA: Nationaler Anhang (04.2013)
- [7] DIN EN 13670: Ausführung von Tragwerken aus Beton (11.2011); DIN 1045-3: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton (03.2012), Teil 3: Bauausführung - Anwendungsregeln zu DIN EN 13670
- [8] Muhm, N. (2013) Betoninstandsetzung: Baustoff - Schadensfeststellung - Instandsetzung. Springer-Verlag, S. 49-50
- [9] Schmidt, D., Slowik, V., Schmidt, M., Fritsch, R. (2007) Auf Kapillardruck basierende Nachbehandlung von Betonflächen im plastischen Zustand. *Beton- und Stahlbetonbau* 102, Heft 11, S. 789-796, Berlin
- [10] Slowik, V., Schmidt, M., Fritsch, R. (2008) Capillary pressure in fresh cement-based materials and identification of the air entry value. *Cement & Concrete Composite* 30, pp. 557-565
- [11] ASTM C1579-13: Standard Test Method for Evaluating Plastic Shrinkage Cracking of Restrained Fiber Reinforced Concrete (Using a Steel Form Insert)
- [12] Serpuchov, I., Mechtcherine, V. (2015) Early-age shrinkage of ordinary concrete and strain-hardening cement-based composite (SHCC) in conditions of hot-weather casting. In: *Creep, Shrinkage and Durability Mechanics of Concrete and Concrete Structures - CONCREEP-10*, in Vorbereitung
- [13] Mechtcherine, V. (2015) Hochduktiler Beton mit Kurzfaserbewehrung: Baustoffliche Grundlagen und bautechnische Anwendungen. *Beton- und Stahlbetonbau* 110, Heft 1, S. 50-58
- [14] Mechtcherine, V. et al. (2014) Effect of internal curing by using superabsorbent polymers (SAP) on autogenous shrinkage and other properties of a high-performance fine-grained concrete: results of a RILEM round-robin test. *Materials and Structures* 47, Heft 3, S. 541-562
- [15] Zement-Merkblatt B 8: Nachbehandlung und Schutz des Betons (4.2014), Herausgeber: Verein Deutscher Zementwerke e.V.
- [16] Zement-Merkblatt B 21: Betonieren bei extremen Temperaturen (12.2014), Herausgeber: Verein Deutscher Zementwerke e.V.
- [17] DIN EN 206: Beton, Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität (07.2014)
- [18] Grübl, P., Weigler, H., Karl, S. (2001) *Beton - Arten, Herstellung und Eigenschaften*. Ernst Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH, Berlin
- [19] Hirschi, T. (2013) *Schwinden von Beton*, Presyn AG
- [20] Jacobs, F., Hunkeler, F., Carmine, L., Germann, A., Hirschi, T. (3/2008) *Schwinden von Beton*. Bauingenieur, S. 14-19
- [21] Murr, R., Draxl, R., Huber, H. *Autogenes Schwinden und adiabatische Wärmeentwicklung*. Prüfstelle der MVA Strass; Pöryry Infra GmbH. *Zement+Betton*, S. 26-27
www.zement.at/service/literatur/fileupl/01_08autogenes_schwinden.pdf (zuletzt abgerufen 05.12.14)
- [22] Zement-Merkblatt B 16: Hochfester Beton/Hochleistungsbeton (10.2002), Herausgeber: Verein Deutscher Zementwerke e.V.
- [23] Mechtcherine, V., Reinhardt, H. W. (Eds.) (2012) *Application of superabsorbent polymers in concrete construction*. RILEM State of the Art Reports 2, Springer
- [24] Mechtcherine, V., Dudziak, L., Hempel, S. (2009) Mitigating early age shrinkage of concrete by using Super Absorbent Polymers (SAP). In: *Creep, Shrinkage and Durability Mechanics of Concrete and Concrete Structures - CONCREEP-8*, T. Tanabe et al. (eds.), Taylor & Francis Group, London, pp. 847-853
- [25] *Zement Taschenbuch 2002*, Verein Deutscher Zementwerke e.V., Düsseldorf, Abschnitt Lastunabhängige Verformungen, S. 350-365
- [26] Brüdern, A.-E.; Mechtcherine, V.; Kurz, W.; Jurisch, F. (2010) Self-compacting lightweight aggregate concrete for composite slabs, in: Van Zijl, G. Boshoff, W.P. (eds.) *Advances in Cement-based Materials*, Taylor & Francis Group, London, S. 99-105

[27] DIN 1045-2: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton (04.2014), Teil 2: Beton-Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1

[28] Zement-Merkblatt B 29: Selbstverdichtender Beton - Eigenschaften und Prüfung (7.2006), Herausgeber: Verein Deutscher Zementwerke e.V.

[29] Spörl, F., Brameshuber, W. Verformungseigenschaften von Selbstverdichtendem Beton im Vergleich zu Rüttelbeton (18.2005), RTWH Aachen, ibac Institut für Bauforschung Aachen, Aktuelle Forschungsergebnisse, Kurzbericht 116

[30] Graubner, C.-A., Lieberum, K.-H., Proske, T. (2002) Eigenschaften von selbstverdichtendem Beton. Beton- und Stahlbetonbau 97, Heft 12, S. 650-656, Berlin

[31] Nicolai, C. (2010) Schwindverhalten bewehrter Tunnelinnenschalen aus Selbstverdichtendem Beton, Dissertation Technische Universität Bergakademie Freiberg

[32] Zement-Merkblatt B 13: Leichtbeton (6.2014), Herausgeber: Verein Deutscher Zementwerke e.V.

Autoren

Prof. Dr.-Ing. Viktor Mechtcherine

Dipl.-Chem. Martina Götze

Institut für Baustoffe

TU Dresden

Georg-Schumann-Str. 7

01187 Dresden

Elastizitätsmodul von Beton – Einflussgrößen, Vorhersage, Prüfungen und Erfahrungen aus der Praxis

Wolfgang Brameshuber

Zusammenfassung

Bei der Bemessung und Ausführung von Stahl- und Spannbetonbauteilen wird in den meisten Fällen der normative, aus der charakteristischen Druckfestigkeit abgeleitete Wert für den Elastizitätsmodul verwendet. Dass dies in diversen Fällen so nicht korrekt ist, und diesem Kennwert wesentlich mehr Bedeutung zu schenken ist, zeigt der vorliegende Beitrag.

1 Einführung

Der Elastizitätsmodul von Beton hat im Rahmen der Nachweise von Spannungen bei Zwangsbeanspruchung eine erhebliche Bedeutung genauso wie bei den üblichen Verformungsnachweisen, wie z. B. der Durchbiegung schlanker Bauteile. Diese Bedeutung wird meist unterschätzt. Bei letzteren Nachweisen ist ein eher höherer Wert erwünscht, bei einer Zwangsbeanspruchung führt die lineare Abhängigkeit zwischen resultierender Spannung und E-Modul zu gewollt niedrigen Werten. Der EC2 [8] gibt mittlere Werte für den Elastizitätsmodul in Abhängigkeit der Druckfestigkeitsklasse an, mit der Anmerkung, dass dies für quarzithaltige Gesteinskörnungen gelte. Bei kalk- und sandsteinhaltigen Gesteinskörnungen müsste mit bis zu 30 % niedrigeren Werten gerechnet werden, bei basalthaltigen mit bis zu 20 % höheren. Zu unterscheiden ist nach CEB Model Code 2010 [3] auch noch zwischen schweren (dichten) und normalen Kalksteinen, wobei die sich ergebende Spannbreite 30 % ergibt. Aus eigener Erfahrung ergibt sich alleine bei der quarzithaltigen Gesteinskörnung ein Unterschied von mehr als 20 %, wie z. B. bei einem Vergleich von Kies aus dem Niederrheingebiet und dem Oberrheinbereich ergeben hat. Die alte DIN1045 [7] hat eine Streubreite in Abhängigkeit der Einflussparameter von +/- 40 % als möglich angegeben. Werden Brücken in Aachen anders bemessen als Brücken in Karlsruhe? Sind die gerechneten Spannkraftverluste bei diesen Brücken tatsächlich gleich, dieselbe Druckfestigkeitsklasse vorausgesetzt? Dies spielte bislang unter Berücksichtigung der Rechenansätze und Sicherheiten ganz offensichtlich keine ganz so bedeutende Rolle. Je mehr die Werkstoffe im Sinne nachhaltiger Bauweisen aber ausgenutzt werden, umso mehr gewinnt der Elastizitätsmodul von Beton an Bedeutung. Aber wird diese Materialgröße wirklich ausreichend beachtet?

2 Grundlagen zum Elastizitätsmodul

2.1 Einfluss der Bindungsart

Bei homogenen Werkstoffen wie z. B. Metallen lässt sich der Elastizitätsmodul unmittelbar aus dem Zusammenhang zwischen der Bindungskraft zwischen den Atomen und dem Atomabstand ableiten. Je stärker diese Bindungskraft ist, umso steiler verläuft die Kurve im Bereich des Nulldurchgangs, umso höher ist der Elastizitätsmodul des Materials. Kovalente (Atom-) Bindungen ergeben daher die höchsten E-Moduln, van-der-Waals'sche Bindungen die geringsten. Dieses grundlegende werkstoffwissenschaftliche Wissen hilft, die Auswirkungen verschiedener Randbedingungen auf den Elastizitätsmodul zu erklären. Der E-Modul ist nicht die Steigung in der Spannungs-Dehnungslinie, sondern diese resultiert aus dem Zusammenhang zwischen Bindungskraft und Atomabstand!

2.2 Verbundwerkstofftheorie

In einer ersten Näherung kann Beton als Zweistoffsystem hinsichtlich des E-Moduls angesehen werden. Abb. 1 zeigt zwei simple Modelle zur Berechnung des E-Moduls aus den E-Moduln der Einzelkomponenten. Mit diesen weichen und harten Modellen lassen sich obere und untere Grenzwerte für den Elastizitätsmodul ermitteln. Die Modelle von Voigt [13] (obere Grenze) aus dem Jahr 1889 und Reuss [12] (untere Grenze) von 1928 bildeten die Grundlage für weitere Modelle. Eine Übersicht über die verschiedenen Modelle gibt [11]. Bei extrem inhomogenen Systemen wie Beton werden allerdings derartige analytische Modelle nicht mehr anwendbar. In diesem Zusammenhang darf darauf hingewiesen werden, dass das Modell von Reuss bei einem anderen Verbundwerkstoff, nämlich Mauerwerk, sehr gute Ergebnisse wegen des geschichteten Aufbaus liefert [2].

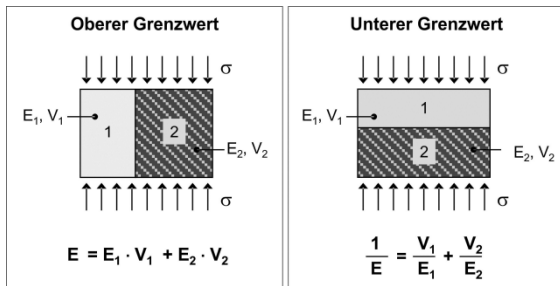


Abb. 1: Berechnung des E-Moduls mit der Verbundwerkstofftheorie [12, 13]

2.3 Spannungs-Dehnungslinie von Beton

Die Spannungs-Dehnungslinie von Beton für zwei Festigkeitsklassen zeigt beispielhaft Abb. 2. Darin eingetragen sind der sogenannte Tangentenmodul, d. h. die Steigung im Ursprung der Spannungs-Dehnungslinie, und der Sekantenmodul bis zu etwa einem Drittel der Druckfestigkeit. In erster Näherung entspricht der Sekantenmodul dem in Abschnitt 3.1 beschriebenen E-Modul aus der Baustoffprüfung. Warum der EC2 pauschal für alle Betonfestigkeitsklassen einen Umrechnungsfaktor von 1,05 zwischen Tangenten- und Sekantenmodul angibt, erschließt sich dem Werkstofftechnologen nicht. Je gekrümmter die Spannungs-Dehnungslinie (bei kleinen Festigkeitsklassen) ist, umso größer ist der Unterschied. In der alten DIN 1045-1 [6] wurde dieser festigkeitsabhängige Unterschied richtigerweise mit einem Umrechnungsbeiwert α_i beschrieben. Der Tangentenmodul entspricht im Übrigen dem über Schalllaufzeitmessung (nach Bereinigung des von der Probengeometrie abhängigen Werts) berechneten Elastizitätsmodul relativ genau. Die so ermittelten Unterschiede zwischen dynamischem E-Modul und dem gemäß Abschnitt 3 ermittelten betragen üblicherweise für Normalbetone zwischen 10% und 30%.

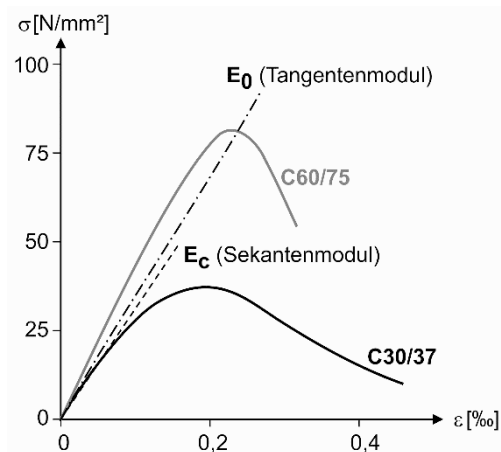


Abb. 2: Spannungs-Dehnungslinien von Betonen unterschiedlicher Festigkeitsklassen

2.4 Modelle zur Abschätzung des Elastizitätsmoduls von Beton

2.4.1 Einfluss des Volumengehalts der Gesteinskörnung

Neben der im EC2 angesprochenen Abhängigkeit des E-Moduls von der Gesteinskörnungsart spielt auch der Gesteinskörnungsgehalt eine wichtige Rolle. In den von Wesche [14] zusammengestellten Diagrammen, basierend auf den Untersuchungen von Manns [10], wird dieser Einfluss sehr deutlich, wie in Abb. 3 dargestellt.

Dieser Zusammenhang hilft, die mögliche Bandbreite des E-Moduls von Beton in Abhängigkeit von der Zusammensetzung und der Gesteinskörnungsart zu ermitteln und basiert letztendlich auf empirischen Werten. Für eine erste Einschätzung sind diese Erkenntnisse sehr wertvoll. Weitere Einflussfaktoren werden mit diesem einfachen Modell jedoch nicht berücksichtigt.

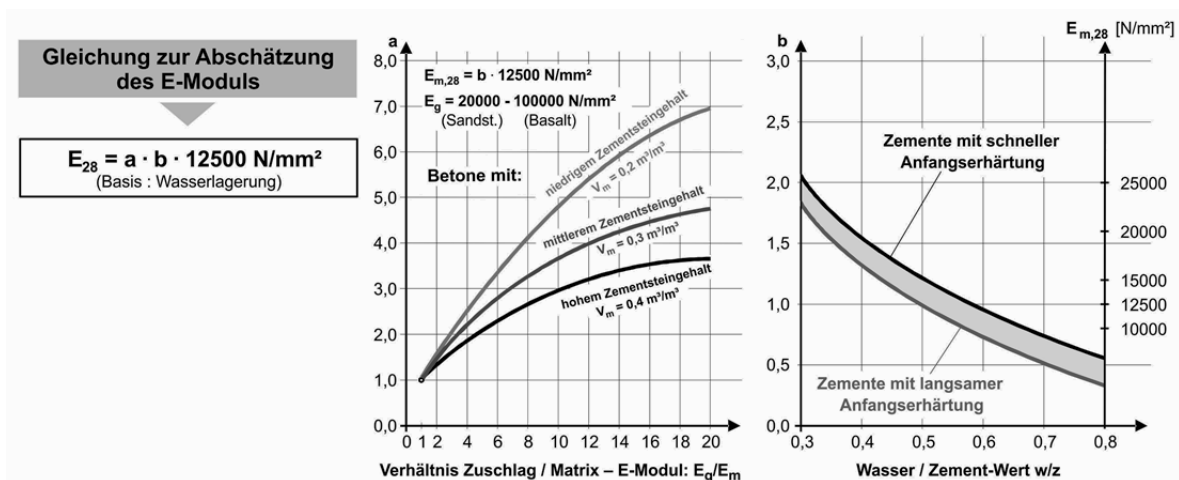


Abb. 3: Abschätzung des E-Moduls von Mörtel und Beton nach [14]

2.4.2 Model Code 2010/Eurocode 1996-2 (EC2)

Wesentlich pauschaler als das oben beschriebene Modell gehen die heutigen Berechnungsmodelle in den Codes und Normen /CEB10, Eur11/ mit der Ermittlung des E-Moduls um. Der E-Modul wird über eine einfache, festigkeitsbasierte Formel berechnet, z. B. [3]:

$$E_c = \alpha_i \cdot E_{c0} \cdot \alpha_E \cdot (f_{cm}/10)^{1/3} \tag{1}$$

mit

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot f_{cm}/88 \leq 1,0 \tag{2}$$

$\alpha_E = 1,0$ für quarzische Gesteinskörnung

$E_{c0} = 21500$ MPa

f_{cm} = mittlere Zylinderdruckfestigkeit in MPa

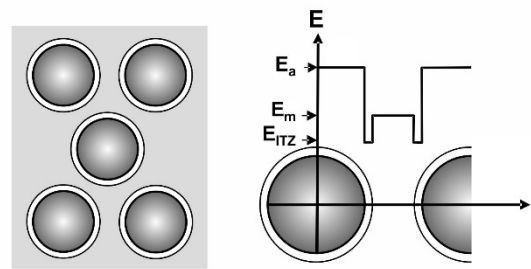
Nachteil dieser Vorgehensweise ist, dass der Einfluss der Mischungszusammensetzung, z. B. der Zementsteingehalt, hier nicht eingehen, sondern die Faktoren so gewählt wurden, dass die bei höherfesten Betonen üblichen höheren Zementsteingehalte vorausgesetzt sind, was nicht immer so gegeben sein muss.

2.4.3 Einfluss der Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Matrix

In [11] wurde einer weiteren, sehr wichtigen Einflussgröße auf den Elastizitätsmodul nachgegangen, der Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Matrix. Dies ist ein Parameter, der zielgerecht nicht gesteuert werden kann, sondern von der Betonzusammensetzung (Mehlkorngehalt) und der Verarbeitung des Betons abhängig ist. Mikrobluten und Absetzerscheinungen haben einen sehr großen Einfluss auf die elastischen Eigenschaften. Daher wurde das ursprüngliche Zweiphasenmodell um eine weitere Phase, nämlich die Kontaktzone, erweitert. Die Betrachtungen erfolgten an Modellbetonen im zweidimensionalen Raum. Abb. 4 zeigt das Prinzip der Überlegungen (oben) und die experimentell untersuchten Modellkörper (unten). Die künstliche Kontaktzone wurde durch Beschichten der „Gesteinskörnung“ aus Messing hergestellt, der Gehalt an künstlicher Gesteinskörnung blieb konstant mit 50 Vol.-% des Gesamtvolumens.

Berechnete und gemessene Tangentenmodul stimmten in diesen ersten Analysen nur teilweise gut überein. Der Einfluss der Kontaktzonendicke ist erkennbar. Auch ein gewisser Größtkorneinfluss scheint vorhanden zu sein. Bereits mit diesem einfachen Modell konnte gezeigt werden, dass in Abhängigkeit der Ausbildung der größtkornabhängigen Kontaktzone der E-Modul erheblich variieren kann. Abb. 5 gibt eine Zusammenfassung der berechneten und gemessenen E-Moduln der Modellbetonkörper wieder.

Dreiphasenmodell



Untersuchte Probekörper

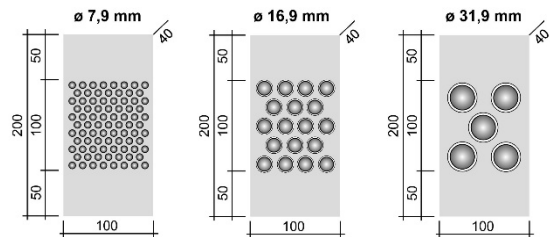


Abb. 4: Dreiphasenmodell und untersuchte Modellbetone [11]

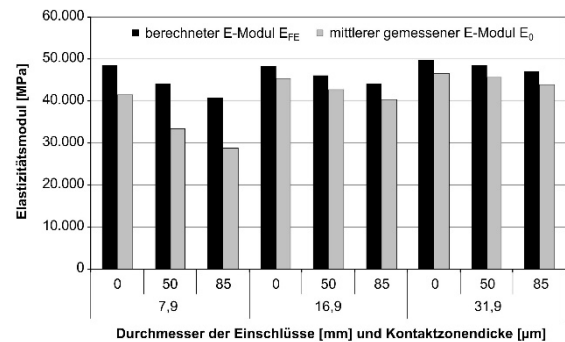


Abb. 5: Berechnete und gemessene Elastizitätsmoduln von Modellbetonen [11]

3 Prüfung des Elastizitätsmoduls

3.1 Auswirkungen des Übergangs von DIN 1048-5 zu DIN EN 12390-13

Mit der Einführung der DIN EN 12390-13 als Ersatz für DIN 1048-5 wurde der Verlauf des Belastungsregimes erheblich verändert, dabei vor allem verkompliziert. Das Verfahren B von DIN EN 12390-13 unterscheidet sich vor allem dadurch, dass Wartezeiten bei der Oberspannung eingeführt wurden. Dies führt dazu, dass die visko-elastischen Verformungen stärker aufgebraucht werden. Der Baustoff täuscht einen höheren Elastizitätsmodul vor, auch wenn dem Verfasser dieses Beitrags keine systematischen Vergleichsversuche zwischen den beiden Prüfnormen bekannt sind. Wie sensibel Beton auf Belastungszeit

ten reagiert, wird in Kapitel 4 beschrieben. Inwiefern das geänderte Prüfregime die Problematik der Prüfstreuungen oder auch die Ermittlung der absoluten Größe des E-Moduls lösen hilft, darf an dieser Stelle jedoch bezweifelt werden.

3.2 Ringversuch zur Streuung des Elastizitätsmoduls

Im Jahr 2002 wurde im Rahmen eines kleinen Forschungsvorhabens des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) ein Ringversuch zur Zuverlässigkeit der Messung des Elastizitätsmoduls durchgeführt [1]. Abb. 6 zeigt das zusammenfassende Ergebnis.

Der Ringversuch zum E-Modul hatte sehr wichtige Erkenntnisse gebracht. Zum einen ergaben sich Prüfstreuungen innerhalb eines Labors, die im Rahmen der üblichen Materialprüfung lagen. Aufgrund der Abweichungen zwischen den Laboren wurde die Schlussfolgerung gezogen, dass die Einrichtung zur Messung der Verformungen deutlich zu präzisieren ist. Der Verfasser greift auf 35 Jahre Messerfahrung bei der Ermittlung von Spannungs-Dehnungs- oder Last-Durchbiegungslinien zurück. Die Frage der Befestigung von Messgestellen ist eine nicht ganz unwichtige für eine ordnungsgemäße Verformungsmessung. Teilweise waren die verwendeten Messgestelle schon sehr ungewöhnlich, worauf auch die Unterschiede zurückgeführt werden können. Die eigene Kalibrierung mit den Messgestellen an Materialien, deren E-Modul bekannt ist, sollte generell Stand der Technik von Materialprüfanstalten sein.

4 Einfluss der Belastungszeit

Im Rahmen sehr intensiver Bemühungen zur realitätsnahen Bemessung von Tübbings für einen Großtunnel wurde die Frage nach einer möglichst genauen Einschätzung des E-Moduls aufgeworfen, da die Spaltzugbewehrung in den Längs- und Ringfugen bei einer Reduktion des E-Moduls deutlich geringer auszulegen wäre. Ansatz des damals beauftragten Statikers war, dass infolge des langsam ansteigenden Wasserdrucks innerhalb von 24 Stunden ein Teil der Spannungen bereits durch Kriechen abgebaut sind. Dazu gibt es generell zwei Ansätze: Ermittlung der Spannungs-Dehnungslinie bei extrem langsamer Belastungsgeschwindigkeit oder Durchführung eines Kriechversuchs bei zu erwartender Gebrauchsspannung. Die beiden Prinzipien sind in Abb. 7 dargestellt. Da das Herstellverfahren der Tübbings auch noch einen Einfluss auf den E-Modul haben kann, wurden Tübbingsegmente hergestellt und daraus Bohrkern entnommen.

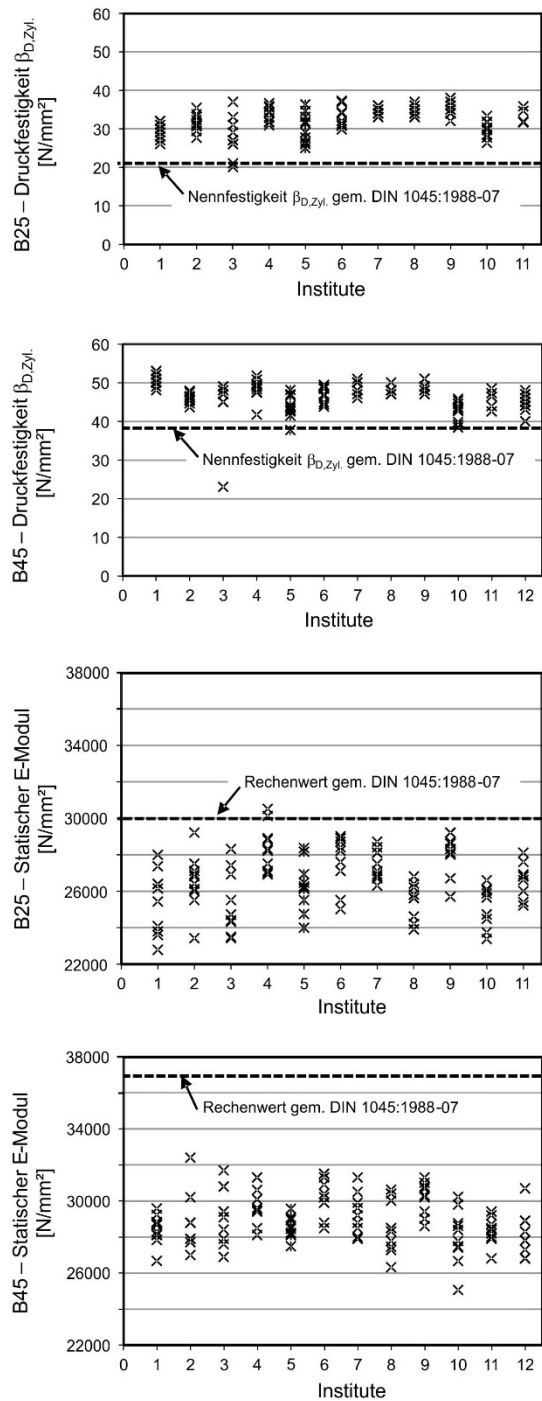


Abb. 6: Druckfestigkeiten und Elastizitätsmoduln, gemessen im Ringversuch [1]

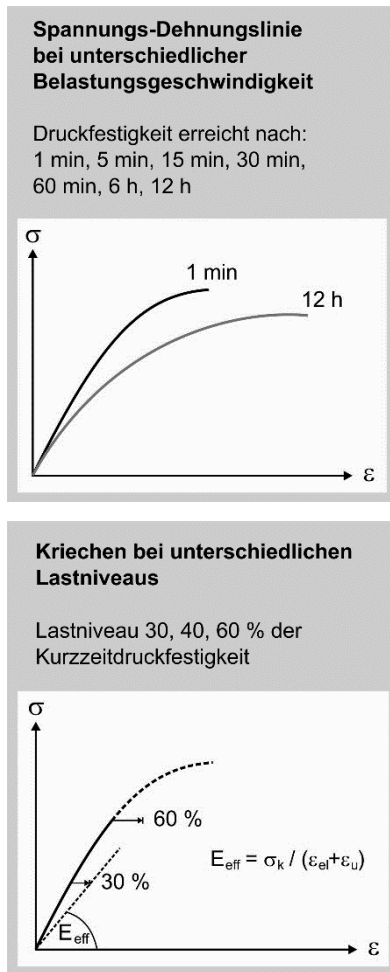


Abb. 7: Schematische Darstellung zur Ermittlung eines effektiven Elastizitätsmoduls bei langsamem Spannungsaufbau

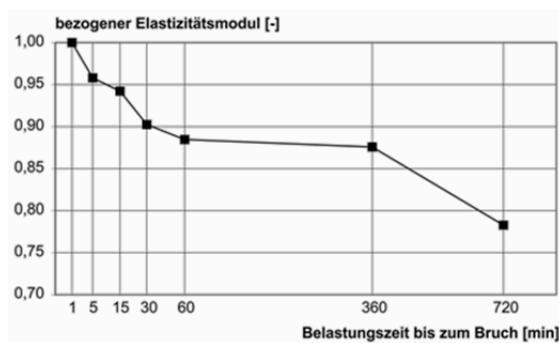


Abb. 8: Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit auf den E-Modul von Beton

Die Untersuchungen zur Ermittlung eines effektiven E-Moduls erforderten extrem präzise Versuchstechniken. Die Steuerung von Prüfmaschinen für derart niedrige Prüfgeschwindigkeiten ist hoch komplex, bei den Kriechversuchen kam es auf eine sehr schnelle Belastung der Proben an, und danach auf über die gewünschten Zeiträume erzeugte konstante Lasten. Im Ergebnis ergab sich eine mögliche Reduzierung des anzusetzenden E-Moduls von

15 %, was eine erhebliche Einsparung bei der Spaltzugbewehrung ermöglichte. Demgegenüber steht der erhebliche Prüfaufwand. Dennoch ist festzustellen, dass derartige Überlegungen auch auf andere Fälle übertragbar sind. Im vorliegenden Fall wurde eine Zustimmung im Einzelfall erwirkt, einen von der Norm abweichenden Elastizitätsmodul ansetzen zu können. Dabei ist es von besonderer Wichtigkeit, dass man mit dem Material arbeitet, welches auch wirklich zum Einsatz kommt. Je nach Beton und Gesteinskörnung macht die Prüfung des E-Moduls allein aus den in den vorherigen Abschnitten beschriebenen Ursachen Sinn und kann für eine wirtschaftliche Ausnutzung der Baustoffkennwerte herangezogen werden.

5 Elastizitätsmodul und Zwang

5.1 Grundsatz bei zwangsbeanspruchten Bodenplatten

Das Grundprinzip zwangsbeanspruchter Bauteile ist allgemein bekannt. Einwirkungen aus abfließender Hydratationswärme und Schwinden führen zu Spannungen im Bauteil. Durch eine Steuerung des thermischen Ausdehnungskoeffizienten, die aus der Zementhydratation entstehende Wärme und den Behinderungsgrad (thermische Dehnung), den Wasserzementwert und eine lange Nachbehandlungsdauer (hygrische Dehnung) lassen sich die resultierenden Zwangsspannungen steuern. Ein gut ausgeprägtes Relaxationsverhalten und ein geringer Elastizitätsmodul vermindern in erheblichem Umfang diese Spannungen. Letztendlich kann man die resultierenden Spannungen in einem zwangsbeanspruchten Bauteil so weit reduzieren, dass mit nur noch sehr geringer Wahrscheinlichkeit Risse entstehen. Ist die Zugfestigkeit des Betons zum Zeitpunkt des Erreichens kritischer Spannungen sehr hoch, dann kann sogar die Rissentstehung unterdrückt werden. Die verschiedenen Parameter müssen nur richtig zusammenpassen.

5.2 Einsatz von rezyklierter Gesteinskörnung

Bereits in den 1990er Jahren hatte man im Rahmen der Forschungsprojekte zum Baustoffkreislauf im Massivbau [9] festgestellt, dass die Verwendung rezyklierter Betone als Gesteinskörnung zur Reduktion des Elastizitätsmoduls führt. Zum damaligen Zeitpunkt hatte man den Vorteil eines geringen E-Moduls nicht berücksichtigen wollen, da sich ja daraus folgend auch die Bemessung ändern müsste im Vergleich zu Normbetonen. Daher begrenzte man den Gehalt an Gesteinskörnung, der maximal im Normalbeton eingesetzt werden darf, auf 35 M.-%. In der Zwischenzeit führt der Zwang zu immer höheren Verwertungsquoten dazu, Sonderbetone mit reduziertem E-Modul festzulegen, was sich bei z. B. zwangsbeanspruchten Massenbetonen

durchaus als erheblicher Vorteil auswirken dürfte. Neuere Forschungsvorhaben, derartige Sonderbetone zu definieren und zu beschreiben, laufen derzeit, z. B. das BMBF-Vorhaben R-Beton – Ressourcenschonender Beton – Werkstoff der nächsten Generation.

6 Elastizitätsmodul bei Sonderbetonen

Massenbetone, Vergussbetone, Faserbetone, Leichtbetone und auch selbstverdichtender Beton weichen in ihren Eigenschaften teilweise von üblichen Normbetonen ab. Für jeden Sonderbeton gilt das oben beschriebene Verhalten in manchmal stärkerer, manchmal weniger starker Ausprägung. Als Beispiel soll hier der selbstverdichtende Beton (SVB) aufgeführt werden. In Abb. 11 ist der Elastizitätsmodul in Abhängigkeit der Würfeldruckfestigkeit aufgetragen (umgerechnet auf den Würfel mit 200 mm Kantenlänge). Auch eingetragen ist der E-Modul gemäß

DIN 1045-1:2001-07 [5] als Wertebereich. Es wurden aus den Jahren 2000 bis 2014 die im Rahmen von Zulassungsversuchen ermittelten Elastizitätsmoduln verschiedener selbstverdichtender Betone zusammengetragen. Man würde daraus zunächst einmal folgern, dass SVB geringer E-Moduln im Vergleich zu Normbetonen haben, da der Gesteinskörnungsgehalt niedriger ist. Daher wurde aus den gleichen Ausgangsmaterialien an einem SVB ein Rüttelbeton gleicher Druckfestigkeit und mit für derartige Betone üblicher Zusammensetzung hergestellt. Der Beton ordnet sich in die vorhandenen Werte ein. Insofern konnte – auch aufgrund weiterer in internationalen Zeitschriften veröffentlichter Versuche – ein identisches Verhalten von SVB und Normalbeton festgestellt werden. Daher findet man im EC2, der DIN 1045-1 und der DAFStb-Richtlinie selbstverdichtender Beton [4] keine Hinweise hinsichtlich des E-Moduls von SVB.

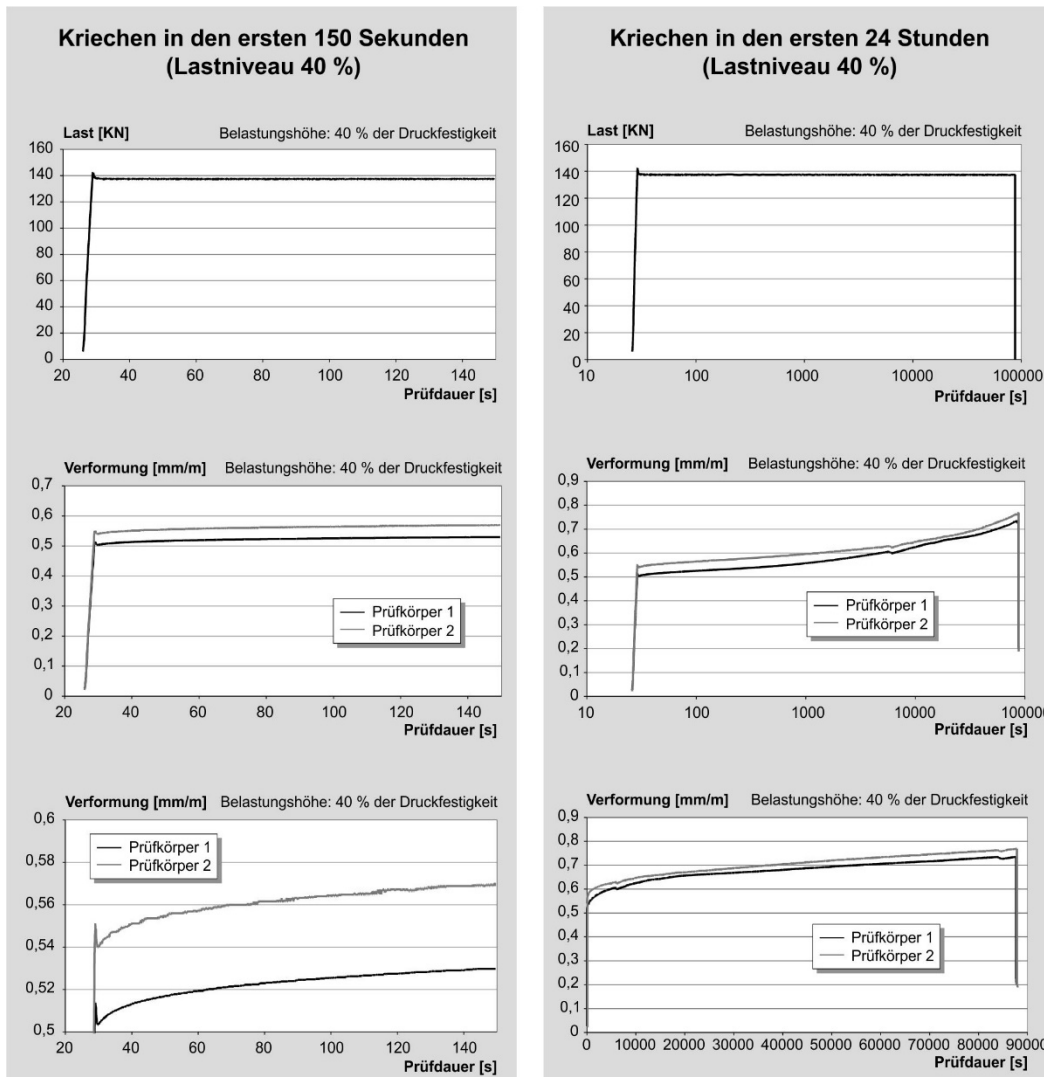


Abb. 9: Kriechversuche an Beton zur Ermittlung eines effektiven E-Moduls

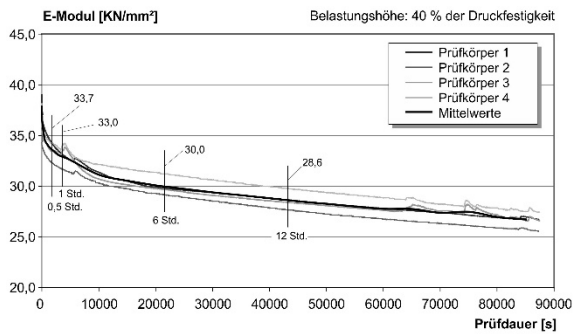


Abb. 10: Aus dem Kriechversuch ermittelte effektive E-Moduln in Abhängigkeit der Belastungsdauer

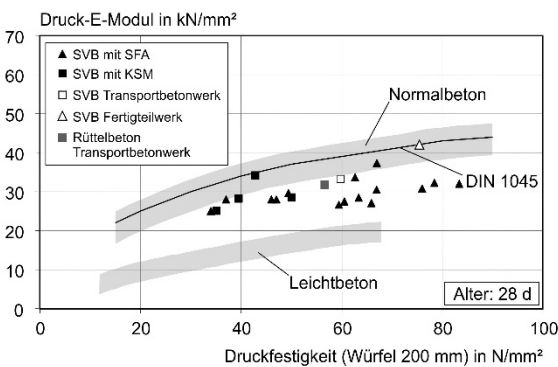


Abb. 11: Elastizitätsmodul von SVB in Abhängigkeit der Druckfestigkeit

7 Zusammenfassung

Der Elastizitätsmodul von Beton wird in der Regel als Kenngröße nur mit den mittleren Werten der Bemessungsnormen verwendet. Lediglich in Ausnahmefällen kommt es zu weiterführenden Überlegungen. Schadensfälle, wie z. B. zu große Durchbiegungen oder Rissbildungen in zwangsbeanspruchten Bauteilen, werden nur zu oft anderen Ursachen zugesprochen. Derartige Probleme könnten dadurch vermieden werden, dass vor der Ausführung eine Kommunikation zwischen Statiker, Baufirma und Betonlieferant stattfinden würde. Da die Einflussgrößen auf den E-Modul von Beton sehr vielfältig sind, bedarf es durchaus einiger Erfahrung, alle Aspekte und Auswirkungen bei der Betonherstellung richtig einzuschätzen. Dass am Ende auch noch der Statiker zu den Folgen geänderter Kenngrößen beurteilen soll, ist in der heutigen Zeit kaum noch vorstellbar. Die aufgeführten Beispiele machen aber deutlich, dass es sich durchaus lohnen kann, neben der Druckfestigkeit auch die elastischen Eigenschaften zu berücksichtigen.

8 Literatur

- [1] Brameshuber, W. ; Brockmann, T.: Ringversuch zur Ermittlung des statischen Elastizitätsmoduls von Beton. In: Beton 53 (2003), Nr. 6, S. 294-298
- [2] Brameshuber, W. ; Graubohm, M.: Sanierungsverfahren auf Materialeigenschaften abstimmen. Teil 1: Gut untersucht ist halb geplant. Teil 2: Prüfergebnisse + Erfahrung = Sicherheit: Matching Restoration Methods with Material Properties. Part 1: Investigations on Half Way to Good Design. Part 2: Test Results + Experience = Safety. In: Bauen im Bestand B + B 37 (2014), Nr. 3, S. 22-26, Nr. 5, S. 57-61 ISSN 2190-9504
- [3] International Federation for Structural Concrete ; CEB-FIP ; Model Code 2010: Model Code 2010 First Complete Draft Volume 1 und 2. Lausanne : International Federation for Structural Concrete, 2010. - In: Bulletin International Federation for Structural Concrete (2010), Nr. 55 und 56
- [4] DAFStb-Richtlinie Selbstverdichtender Beton, Ausgabe 09/2012
- [5] DIN 1045-1:2001-07 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion
- [6] DIN 1045-1:2008-08 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion
- [7] DIN 1045:1988-07 Beton und Stahlbeton - Bemessung und Ausführung
- [8] DIN EN 1992-1-1 (2011-01-00) Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010
- [9] Grübl, P. ; Rühl, M. ; Bühner, M.: Evaluation of Modulus of Elasticity of Concrete with Recycled Aggregate. Darmstadt : Institut für Massivbau der Technischen Hochschule Darmstadt, 1999. - Vol. 14 (1999), S. 211-219
- [10] Manns, W.: Über den Einfluss der elastischen Eigenschaften von Mörtel und Beton.-In: Forschungsberichte des Landes Nordrhein-Westfalen, Nr. 2112, Westdeutscher Verlag, Köln und Opladen, 1970
- [11] Meyer, L.: Zum Einfluss der Kontaktzone bei der Modellierung des Elastizitätsmoduls von Beton. In: Schriftenreihe Aachener Beiträge zur Bauforschung, Institut für Bauforschung der RWTH Aachen (2007), Nr. 14; Zugl.: Aachen, Technische Hochschule, Diss.

[12] Reuss, A.: Berechnung der Fließgrenzen von Mischkristallen auf Grund der Plastizitätsbedingung für Einkristalle.-In: Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik, Band 9 (1929), S. 49-58.

[13] Voigt, W.: Über die Beziehung zwischen den beiden Elastizitätskonstanten isotroper Körper.-In: Annalen der Physik, Band 38 (1889), S. 573-587

[14] Wesche, K.H.: Baustoffe für tragende Bauteile. Bd. 2: Beton, Mauerwerk. 3. Aufl. Wiesbaden : Bauverlag, 1993

Autor

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Brameshuber

Institut für Bauforschung
Lehrstuhl für Baustoffkunde
RWTH Aachen University
Schinkelstr. 3
52056 Aachen

Kriechen und Schwinden von Beton – Mechanismen, Einflussgrößen und stoffgesetzliche Modelle

Harald S. Müller, Michael Haist, Vladislav Kvitsel und Raphael Breiner

Zusammenfassung

Der vorliegende Beitrag gibt einen Überblick über das Langzeitverformungsverhalten von Beton und beschreibt insbesondere die Mechanismen und Einflussgrößen des Kriechens und Schwindens sowie die entsprechenden Vorhersagemodelle. Aufbauend auf einer kurzen Einführung und Definition der einzelnen Verformungsanteile werden im Beitrag zunächst die mikrostrukturellen Ursachen des Schwindens und Kriechens erläutert. Der Schwerpunkt der Ausführungen liegt jedoch auf den normativ vorliegenden Ansätzen zur Beschreibung des Schwindens und Kriechens von Beton. Die hier ausführlich vorgestellten Ansätze entsprechen den Angaben zum Spannungs-Dehnungs-Zeitverhalten von Beton im neuen fib Model Code 2010. Ausführungen zum Hintergrund dieser Modelle, zu grundlegenden stoffgesetzlichen Sachverhalten und zur Anwendung der Ansätze in der Praxis bilden den Abschluss dieses Aufsatzes¹.

1 Einführung

Vor über 100 Jahren hat man erstmals beobachtet, dass Beton kriecht und schwindet. Etwa 80 Jahre ist es her, dass die Bedeutung des Kriechens für das Bauen mit Beton erkannt und Ansätze zur rechnerischen Berücksichtigung formuliert wurden. Seither ist eine nahezu unüberschaubare Anzahl an Veröffentlichungen zu diesem Thema im internationalen Schrifttum erschienen. Angesichts dieser intensiven Auseinandersetzung mit dem Kriechen wird in der Praxis verständlicherweise die Frage gestellt, wo das Problem eigentlich noch steckt. Und berechtigt ist auch die Frage, warum beinahe in jeder neuen Richtlinie des Betonbaus neue Modelle zum Kriechen und Schwinden enthalten sind.

Die Antworten auf diese Fragen sind nicht trivial – und schon gar nicht innerhalb eines solchen Beitrags hinreichend erschöpfend zu geben. Die Mate-

rie ist in der Tat komplex. Man erkennt das allein schon daran, dass mit nahezu jeder Weiterentwicklung des Werkstoffs Beton – und die moderne Btontechnologie hat in den letzten Jahren verschiedene neuartige Betone hervorgebracht – oftmals neue, überraschende Effekte bzgl. des Betonkriechens und -schwindens beobachtet werden. Das hängt z. B. auch damit zusammen, dass wir bis heute die grundlegenden strukturellen Mechanismen, die das Kriechen eines einfachen Konstruktionsbetons bewirken, nicht genau kennen und schon gar nicht quantifizieren können. Diesbezüglich ist Beton nach wie vor eine Art „black box“. Etwas besser ist unser Kenntnisstand in Bezug auf das Schwinden. Zwar können wir Einwirkungen definiert steuern und Auswirkungen absolut präzise erfassen. Aber die sich dabei vollziehenden Vorgänge sind bisher nur phänomenologisch, nicht jedoch prozessbezogen beschreibbar. Daher ist es sehr mutig, wenn wir prognostische Aussagen zum Verhalten neuartiger Betone machen.

Andererseits ist mit Blick auf die Ingenieurpraxis festzuhalten, dass der Wunsch, insbesondere den Kriechvorgang in überschaubar handhabbaren Materialmodellen abzubilden, angesichts der eigentlichen Komplexität des Vorgangs zu Modellen führt, die immer mit mehr oder weniger großen Schwächen behaftet sind. Diese Schwächen wurden oftmals erst im Nachhinein erkannt. Auch die in den vergangenen drei Jahrzehnten signifikant gewachsenen Möglichkeiten, die Einflüsse des Kriechens auf das Tragverhalten von Betonbauteilen rechnerisch zu behandeln, insbesondere mit Hilfe leistungsstarker Computer und Software, führten zu Verände-

¹ In diesem Tagungsbeitrag, dessen Schwerpunkt auf dem Kriechen des Betons liegen soll, wird auch das Schwinden kurz beleuchtet, obwohl ein eigenständiger Beitrag allein dem Schwinden gewidmet ist. Dies geschieht, weil eine Betrachtung des Kriechens und seiner Modellierung ohne die gleichzeitige Berücksichtigung des Schwindens weder möglich noch sinnvoll ist und im vorliegenden Beitrag auch auf das normative Vorhersagemodell zum Schwinden eingegangen wird. Gleiches gilt, wenn auch etwas weniger ausgeprägt, für den E-Modul des Betons.

rungen in den Modellansätzen, die der Praxis zur Verfügung gestellt werden konnten.

Zielsetzung des vorliegenden Beitrags ist es, dem Leser zunächst einen Überblick über die verschiedenen Mechanismen des Verformungsverhaltens von Beton zu geben. Neben dem Schwinden und der elastischen Verformung liegt das Hauptaugenmerk auf den Kriechen. Den Schwerpunkt des Aufsatzes bildet die Beschreibung der im fib Model Code 2010 [1] enthaltenen Modelle zur Prognose der Schwindverformung, der elastischen Verformung und des Kriechens. Diese stellen die heute am weitesten fortgeschrittenen Modelle zur Beschreibung des Verformungsverhaltens von Beton dar. Daher ist man sich auch im CEN TC 250 SC 2 darüber einig, dass die neuen Modelle des fib Model Codes 2010 (nicht nur bzgl. Kriechen und Schwinden) soweit möglich für den neuen Eurocode 2 (EN 1992-1-1) übernommen werden sollen.

In den nachfolgenden Ausführungen wird insbesondere detailliert auch auf die stoffgesetzlichen Hintergründe des Kriechens, die spezifischen Vor- und Nachteile sowie die Anwendungsgrenzen der betrachteten Modelle eingegangen.

2 Mechanismen des Schwindens und Kriechens von Zementstein und Beton

Alle Verformungsvorgänge im Beton und insbesondere das Schwinden und Kriechen sind auf teilweise reversible und teilweise irreversible Änderungen in dessen Mikrostruktur zurückzuführen. Ein detailliertes Verständnis der Ursachen der Verformung auf der Mikroebene würde dabei die Möglichkeit eröffnen, das Verformungsverhalten gezielt zu beeinflussen und ggf. zu reduzieren. Das verfügbare Wissen über diese Vorgänge beispielsweise infolge einer Trocknung oder einer mechanischen Belastung ist jedoch noch sehr begrenzt. Dies ist insbesondere auf den Mangel an geeigneten Untersuchungsmethoden mit ausreichender Größenauflösung zurückzuführen.

Einigkeit besteht international darüber, dass das Schwinden und Kriechen von Beton auf Verformungen in dessen Zementsteinmatrix zurückzuführen ist. Die Gesteinskörnung selbst zeigt hingegen keine hygrischen bzw. lastinduzierten Langzeitverformungen, sie wirkt jedoch durch ihre hohe Steifigkeit der Verformung des Zementsteins entgegen und wirkt sich somit positiv auf das Schwind- und Kriechverhalten des Betons aus.

Zementstein besteht aus einem System mineralischer Feinstpartikel kolloidaler Größe und besitzt eine charakteristische Porosität sowie einen von seiner Zusammensetzung abhängigen Wassergehalt [2], [3]. Die feste Phase des Zementsteins bilden dabei Partikel aus Calciumsilicat- und Calciumaluminathydraten sowie Calciumhydroxidkristallen und

nicht-hydratisierten Zementkörner. Nach abgeschlossener Hydratation besitzt Zementstein in Abhängigkeit vom Wasserzementwert eine Gesamtporosität von ca. 40 bis 55 Vol.-%.

Von entscheidender Bedeutung für das Verständnis der Verformungsprozesse ist die extreme Feinteiligkeit der einzelnen Zementsteinpartikel (z. B. der CSH-Phasen). Diese kann häufig nur indirekt z. B. mit Hilfe der sog. spezifischen Oberfläche, d. h. der Oberfläche des Partikels bezogen auf seine Masse bzw. sein Volumen erfasst werden. Die Angaben zur spezifischen Oberfläche des Zementsteins variieren darüber hinaus sehr stark in Abhängigkeit von der eingesetzten Messmethode. Sorptionsmessungen auf Basis von Wasserdampf zeigen eine spezifische Oberfläche von ca. 200 m²/g unabhängig vom untersuchten w/z-Wert [4]. Diese Ergebnisse sind in guter Übereinstimmung mit Röntgen-Streumessungen (SAXS) der spezifischen Oberfläche von ca. 130 m²/g bis 250 m²/g [5], [6]. Deutlich geringere Oberflächen zwischen 60 m²/g und 140 m²/g wurden hingegen in Sorptionsmessungen unter Verwendung von Stickstoff festgestellt [4], [7]. Die signifikanten Unterschiede in den Ergebnissen von Sorptionsmessungen bildeten eine wesentliche Grundlage für die Entwicklung der in der Literatur dokumentierten Strukturmodelle (siehe auch [8]).

Eine zentrale Erkenntnis bei der Erkundung der Mechanismen des Schwindens und Kriechens von Zementstein und Beton ist die Tatsache, dass ofentrockener Zementstein, d. h. Zementstein, bei dem das physikalisch gebundene Wasser weitgehend ausgetrieben wurde, nahezu keine Kriechverformungen aufweist [9]. Erst die Zufuhr von Feuchte führt dazu, dass der Beton quillt (d. h. sein Volumen vergrößert) und bei einer gleichzeitigen mechanischen Belastung auch kriecht. Eine zentrale Frage beim Verformungsverhalten von Beton ist daher die Erforschung des Transportverhaltens von Wasser – bzw. vielmehr Wassermolekülen – in der Zementsteinmatrix während einer Trocknung bzw. mechanischen Belastung.

Das im Zementstein enthaltene Wasser liegt gemäß den anerkannten Modellvorstellungen in drei verschiedenen Formen bzw. Bindungszuständen vor [10]: Ein Teil des Zugabewassers wird durch die Hydratation des Zements in Hydratphasen eingebaut und ist somit chemisch gebunden. Untersuchungen von Wittmann zeigen jedoch, dass bestimmte Hydratphasen bei einer starken Trocknung zerfallen und dieses Wasser freigeben bzw. es nach einer anschließenden Wiederbefeuchtung auch wieder aufnehmen [11].

Ein weiterer Teil des im Zementstein gebundenen Wassers – im Folgenden als Gelwasser bezeichnet – wird in den Gelporen durch van-der-Waals-Kräfte an den Oberflächen der Hydratphasen adsor-

biert und steht mit diesen im thermodynamischen Gleichgewicht. Die Menge des gebundenen Wassers ist von der Temperatur, dem Feuchtegradienten sowie von der Porengröße abhängig [10]. Da die einzelnen Mineralphasen in Gelporen ebenfalls über van-der-Waals-Kräfte interagieren und sich gegenseitig anziehen, hat die Anlagerung von Wassermolekülen in Poren mit einem Durchmesser kleiner als ca. 30 nm eine abmildernde Wirkung auf die gegenseitige Anziehung. Die adsorbierten Wasserschichten unterliegen in diesen Poren einem Druckzustand – dem sog. ‚disjoining pressure‘ – der sich mit zunehmender Schichtdicke in einer Volumenzunahme des Zementsteins äußert. In der Baupraxis äußern sich diese mikrostrukturellen Prozesse in Form von Quellverformungen, d. h. in einer Längenzunahme bei einer Wasserzufuhr zu sehr trockenen Betonbauteilen.

Ein weiterer Teil des im Beton gespeicherten Wassers befindet sich schließlich in den Kapillarporen und ist im stationären Zustand weitgehend frei von mechanischen Spannungen. Diese Poren sind maßgeblich für den makroskopischen Wassertransport im Zementstein und damit für dauerhaftkeitsrelevante Vorgänge verantwortlich.

Bereits seit den 1960er Jahren existieren Modellvorstellungen, die zumeist anhand von Sorptionsexperimenten (sog. BET-Methode) versuchen, den Einfluss einer mechanischen Belastung auf die unterschiedlichen Bindungszustände des Wassers (s.o.) und damit auf das Verformungsverhalten von Zementstein zu beschreiben. Trotz signifikanter Fortschritte in der Messtechnik besitzen diese mehr oder weniger auch heute noch Gültigkeit. Zu den bekanntesten Modellen gehören die von Powers [10], Feldman und Sereda ([12], [13]) und Wittmann [14] (Münchener Modell), sowie aus jüngerer Zeit das stark verbesserte Modell von Jennings [15].

Physikalische und mechanische Beanspruchungen des Zementsteins bewirken eine Störung des metastabilen thermodynamischen Gleichgewichts im Zementgel bzw. in den adsorbierten Wasserfilmen. In grundlegenden Arbeiten von Powers wird das Kriechen des Zementsteins unter Anwendung thermodynamischer Konzepte auf Platzwechselforgänge im strukturierten Wasser, also in den adsorbierten Wasserfilmen des Gelwassers zurückgeführt [10]. Diese Modellvorstellung wurde später von Bazant weiterentwickelt [16]. Im Grundsatz beinhaltet diese Theorie jedoch eine ausgeprägte Reversibilität der Kriechverformung, die allenfalls beim Kurzzeitkriechen voll hydratisierter Zementsteine gegeben ist.

Auch Ruetz lokalisierte die Ursache des Kriechens in den adsorbierten Wasserfilmen der submikroskopischen Gelstruktur [17]. Demgegenüber leiten Feldman und Sereda, ausgehend von Sorptions- und Deformationsuntersuchungen, ein Strukturmodell

her, bei dem das Kriechen maßgeblich durch spannungsbedingte Transportprozesse im reversibel gebundenen Zwischenschichtwasser ausgelöst wird [13]. Ähnliche, teils aber auch erweiterte Modellvorstellungen wurden von Kondo und Daimon [18] sowie Taylor und Roy [19] entwickelt.

Beim Münchener Modell werden Deformationen im Zusammenhang mit Trocknungs- und Befeuchtungsvorgängen mit der Änderung der Oberflächenenergie der CSH-Partikel und dem Spaltdruck durch Wassermoleküle in Feinstporenzwickeln erklärt [14]. Wittmann machte deutlich, dass ein vollständigeres Bild über die das Kriechen begleitenden strukturellen Prozesse nur dann zu gewinnen ist, wenn Einflüsse auf der sogenannten Mesostrukturebene, d. h. insbesondere die Auswirkungen von Poren und Rissbildungen im Zementstein, berücksichtigt werden [20]. So waren in einzelnen Untersuchungen ausgeprägte Änderungen der Porosität und der Porengrößenverteilung festgestellt worden [9], [21]. Eine schlüssige Interpretation der Ergebnisse war aber aufgrund der damals begrenzten technischen Möglichkeiten nicht möglich. Weiterhin fehlt in den früheren Untersuchungen oft eine unmittelbare Zuordnung von gemessenen Verformungen zu nach verschiedenen Verfahren analysierten Strukturveränderungen am selben Probenmaterial.

Ein wesentlicher Grund für die Kenntnislücken ist darin zu sehen, dass bei nahezu allen in der Literatur beschriebenen Strukturuntersuchungen die Versuchskörper für die Untersuchungen entlastet, meist zerkleinert, vor allem aber scharf getrocknet werden mussten. Zwangsläufig werden hierdurch Artefakte geschaffen, die einen unverstellten Blick auf die tatsächlichen Veränderungen und sich abspielende Mechanismen zumindest erschweren.

Die einzige Methode, die derzeit die Untersuchung mikrostruktureller Veränderungen während einer gleichzeitigen Kriechbelastung gestattet ist die sog. Röntgen-Kleinwinkelstreuungsmethode (SAXS). Eigene Untersuchungen, die mittels dieser Methode durchgeführt wurden zeigen, dass die spezifische Oberfläche im Zementstein infolge einer Trocknung der Probe signifikant abnimmt, jedoch aufgrund einer dann einsetzenden mechanischen Belastung wieder kontinuierlich zunimmt (siehe Abbildung 1). Nach der Entlastung der Probe ist erneut eine Abnahme der spezifischen Oberfläche zu beobachten.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass der Kenntnisstand über die Kriechmechanismen auf der Mikrostrukturebene sehr unvollständig ist, was durch die erhebliche Divergenz der Modellvorstellungen über die Ursachen des Kriechens von Zementstein nachdrücklich belegt wird.

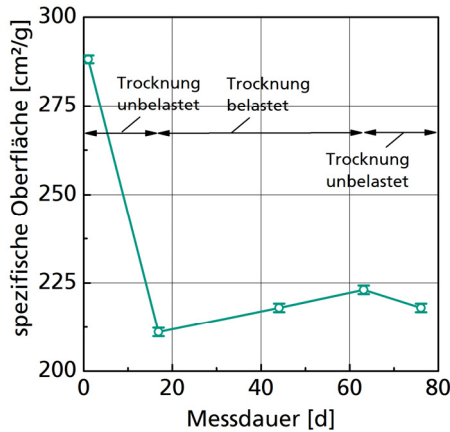


Abb. 1: Änderung der spezifischen Oberfläche einer Zementsteinprobe (w/z-Wert = 0,5) infolge einer Trocknung und anschließenden Kriechbe- und -entlastung [22]

Dieser unbefriedigende Kenntnisstand spiegelt sich auch in den sehr unterschiedlich formulierten Stoffgesetzen zum Kriechen wider. Diese beruhen meist auf rein empirischen Gesetzmäßigkeiten (siehe Abschnitt 6.3). Physikalisch begründete Konzepte sind nur ansatzweise, zum Teil aber überhaupt nicht enthalten.

3 Definition der Verformungskomponenten von Beton

Die bei konstanten Umgebungsbedingungen an einem Betonkörper unter Dauerlast zum Zeitpunkt t beobachtbare Gesamtdehnung $\varepsilon_c(t)$ wird üblicherweise in die additiven Komponenten Schwinddehnung $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$, elastische Dehnung $\varepsilon_{ci}(t_0)$ und Kriechdehnung $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ aufgespalten:

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{cs}(t, t_s) + \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t, t_0) \quad (1)$$

In Gleichung 1 bezeichnet t_s den Zeitpunkt des Beginns der Trocknung und t_0 das Belastungsalter des Betons. Die mit der Belastung unmittelbar einhergehende, vergleichsweise kleine Setzdehnung $\varepsilon_{cip}(t_0)$, die im Wesentlichen als plastische (bleibende) Verformungskomponente eintritt, wird bei dieser Definition als Teil der Kriechdehnung aufgefasst (siehe Abbildung 2). Bei einer Entlastung des Betonkörpers zum Zeitpunkt t_e stellt sich nach der augenblicklichen elastischen Rückverformung $\varepsilon_{ci}(t_e)$ die sich allmählich entwickelnde verzögert elastische Verformung ε_{cd} ein. Sie strebt dem Endwert $\varepsilon_{cd\infty}$ entgegen.

Nach herkömmlicher Definition stellt das Schwinden jene Volumenabnahme des Betons bzw. Verkürzung eines Bauteils dar, die sich ohne die Einwirkung einer äußeren Last bei konstanter Temperatur allein durch die Feuchtigkeitsabgabe des Betons in einer Umgebung mit einer relativen Feuchte kleiner 100 % vollzieht. Dieser Verfor-

mungsvorgang muss bei genauerer Betrachtung der Verformungsphänomene jedoch präziser als Trocknungsschwinden bezeichnet werden, welches nur eine von mehreren Schwindkomponenten von Beton darstellt (siehe Abschnitt 4).

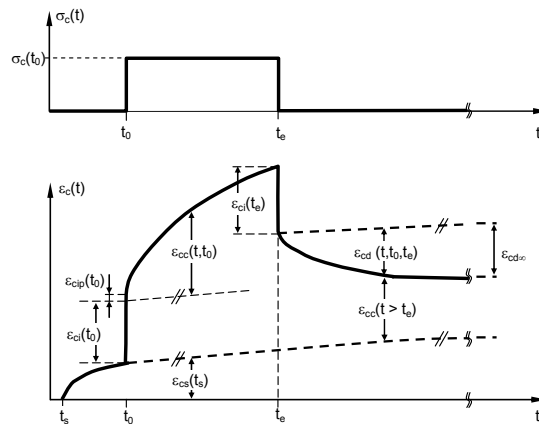


Abb. 2: Übliche Definition der Verformungskomponenten von Beton im Einstufenversuch

An belasteten Betonkörpern können nur Gesamtverformungen, nicht aber die einzelnen Verformungskomponenten ermittelt werden. Daher sind zu Kriechversuchen stets auch Begleitversuche an unbelasteten Parallelproben erforderlich, um die Größe der Schwinddehnung ermitteln und damit die Kriechdehnung von der Gesamtdehnung abspalten zu können. Gegebenenfalls muss auch das genaue Maß der elastischen Dehnung in einem Parallelversuch erfasst werden.

Um die Größe der Kriechverformung anschaulich zu beschreiben und gewisse rechnerische Vereinfachungen bei der Erfassung der Einflüsse von Kriechen und Schwinden auf das Verhalten von Betonkonstruktionen herbeizuführen, hat sich die Einführung der sog. Kriechzahl φ bewährt:

$$\varphi(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cc}(t, t_0)}{\varepsilon_{ci,28}} = \varepsilon_{cc}(t, t_0) \cdot \frac{E_{c,28}}{\sigma_c(t_0)} \quad (2)$$

In Gleichung 2 stellt $\varepsilon_{ci,28}$ die elastische Dehnung eines Betons im Alter von 28 Tagen dar, $E_{c,28}$ ist der entsprechende E-Modul (Tangentenmodul) des Betons und $\sigma_c(t_0)$ bezeichnet die kriecherzeugende Spannung, die zum Zeitpunkt t_0 aufgebracht wird. Die Kriechzahl gibt damit das Verhältnis aus der Kriechdehnung unter Dauerlast und der elastischen Dehnung desselben Betons im Alter von 28 Tagen bei gleicher Belastungshöhe an.

Prinzipiell könnte man die Kriechzahl auch als Quotient der Kriechverformung und der elastischen Verformung zum Zeitpunkt der Belastung definieren. Damit würden jedoch gewisse Nachteile einhergehen [23], [33]. Auch sind die gebräuchlichen Berechnungshilfen für die Erfassung der Auswirkungen

des Kriechens von Bauteilen auf die in Gleichung 2 gegebene Definition der Kriechzahl abgestellt.

4 Schwinden von Beton

Eine ausführliche Darstellung des Schwindverhaltens von Beton, der einzelnen Komponenten und Einflussgrößen ist dem Beitrag von Mechtcherine et al. [24] im vorliegenden Tagungsband zu entnehmen. Da – wie bereits erläutert – das Kriechen eines Betons ohne Kenntnis des Schwindverhaltens im Allgemeinen weder ermittelt noch zutreffend modelliert werden kann, wird hier auch das Schwinden soweit erforderlich behandelt. Aus Gründen der Vollständigkeit wird zudem auf die Modelle zur Vorhersage des Schwindens eingegangen.

4.1 Komponenten

Betrachtet man die weitgehend geklärten Ursachen und die zeitlichen Abläufe von Schwindvorgängen in zementgebundenen Baustoffen, so lassen sich im Wesentlichen vier Schwindkomponenten voneinander unterscheiden. Dies sind:

- das *Kapillarschwinden*, welches auch als plastisches Schwinden bezeichnet wird und im frischen noch verarbeitbaren Beton auftritt. Ursache ist ein früher Wasserverlust an der Oberfläche;
- das *Grundschrumpfen* (früher auch Schrumpfen genannt) welches sich im Zuge der chemischen Reaktion des Zementes und der Ausbildung der Zementgelstruktur vollzieht. Ursachen sind sowohl das geringere Volumen der Reaktionsprodukte aus Zement und Wasser im Vergleich zu den Ausgangsprodukten (chemisches Schwinden) als auch Verformungen, die durch die innere Austrocknung der Zementsteinmatrix ausgelöst werden (autogenes Schwinden);
- das *Trocknungsschrumpfen*, welches durch einen Feuchtigkeitsverlust, d. h. durch eine Wasserabgabe an die Umgebung, hervorgerufen wird. Ursachen sind im Wesentlichen die mit dem Feuchtigkeitsverlust einhergehenden Änderungen von Oberflächenenergien, Kapillarkräften und Spaltdrücken;
- das *Karbonatisierungsschrumpfen*, welches sich durch die Reaktion der Hydratationsprodukte des erhärteten Zementsteins mit dem Kohlendioxid der Luft in Anwesenheit von Feuchtigkeit vollzieht. Ursachen der Volumenabnahme sind Umkristallisationsvorgänge und die Freisetzung von zuvor molekular gebundenem Wasser.

Während das Kapillarschwinden durch eine geeignete Mischungszusammensetzung und eine ordnungsgemäße Nachbehandlung vollständig vermie-

den werden kann (vgl. [24]), treten die Verformungskomponenten Grundschrumpfen, Trocknungsschrumpfen und Karbonatisierungsschrumpfen unter üblichen Einsatzbedingungen von Beton auf. Sie addieren sich zur gesamten Schwindverformung $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$ nach Abbildung 3 auf. Dabei ist der Verformungsbeitrag des Karbonatisierungsschrumpfens, welches sich nur auf die Randzone beschränkt, gegenüber dem Beitrag des Grund- und des Trocknungsschrumpfens bei üblichen Bauteilabmessungen von untergeordneter Bedeutung.

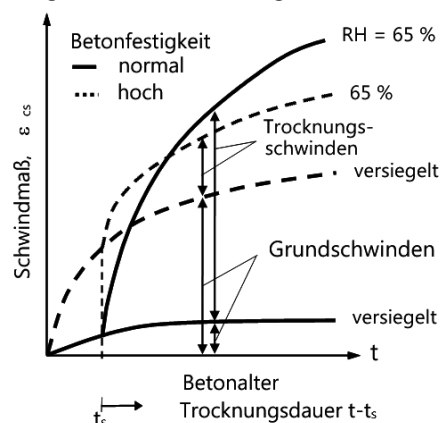


Abb. 3: Zeitlicher Verlauf von Grundschrumpfen und Trocknungsschrumpfen bei normalfesten und hochfesten Betonen in trockener Umgebung (RH = 65 %) bzw. bei versiegelter Lagerung (vers.; verhinderte Feuchteabgabe)

Bei normalfestem Konstruktionsbeton liefert das Grundschrumpfen einen gegenüber dem Trocknungsschrumpfen vergleichsweise kleinen Verformungsbeitrag. Daher konnte diese Komponente, die stets als Teil des Schwindens auftritt, für praktische Belange vernachlässigt werden, bzw. sie musste nicht in den Vorhersageformeln für das Schwinden berücksichtigt werden. Die Größe des Grundschrumpfens wächst jedoch mit zunehmender Festigkeit, d. h. mit den damit einhergehenden mikrostrukturellen Veränderungen im Gefüge des Betons, insbesondere bei höheren Festigkeiten des Betons, erheblich an. Bei hochfestem Beton kann die Größe des Grundschrumpfens deutlich über der des Trocknungsschrumpfens angesiedelt sein (siehe Abbildung 3). Eine Vernachlässigung dieser Komponente würde zu erheblichen Fehleinschätzungen führen. Bei extrem hochfesten Betonen (Festigkeit über 150 N/mm²) wird das Schwinden weitestgehend nur noch durch die Komponente des Grundschrumpfens bestimmt.

4.2 Einflüsse auf das Grund- und Trocknungsschrumpfen von Beton

Das Grundschrumpfen von Beton steigt mit sinkendem Wasserzementwert w vor allem ab Werten $w <$

0,40 ausgeprägt an. Hohe Gehalte an C_2S und niedrige Gehalte an C_3A und C_4AF in Zementen führen zu einer Verminderung des Grundschrindens. Während Silicastaub und vor allem feingemahlene Hüttensande im Bindemittel das Grundschrinden deutlich erhöhen, führt das Zumischen von Flugaschen zu einer Reduktion des Grundschrindens [25]. Aus den Ursachen des Grundschrindens geht hervor, dass Größe und Verlauf dieser Verformungskomponente, anders als das Trocknungsschrinden, nicht von Bauteilabmessungen und der Umgebungsfuchte abhängen.

Das Trocknungsschrinden wird maßgeblich von den Abmessungen eines Bauteils beeinflusst, weil die hierfür verantwortlichen Diffusionsprozesse durch einen Feuchtegradienten, d. h. ein lokales Feuchtigkeitsgefälle, bewirkt werden. Abbildung 4 zeigt die sich mit der Zeit bei einer relativen Umgebungsfuchte von $RH = 50\%$ entwickelnde Feuchteverteilung in einem Betonquerschnitt (links) und die hieraus resultierenden Eigenspannungen, die aus der Behinderung der freien hygrischen Verformung entstehen (rechts). Die sich ausbildenden Spannungen werden zwar durch Kriech- bzw. Relaxationsvorgänge abgebaut, können aber in Abhängigkeit von der Größe des Feuchtegradienten dennoch zu Rissbildungen führen, die der Schrindverkürzung entgegenwirken. Das Ausmaß des Trocknungsschrindens wird durch den Wasserverlust des Betons bestimmt. Dies bedeutet, dass mit sinkender relativer Luftfeuchte der Umgebung und zunehmendem ursprünglichen Wassergehalt des Betons die Schrindverformungen anwachsen. Die Bauteilabmessungen beeinflussen dabei vorrangig die Geschwindigkeit des Schrindens, die weiterhin von der Zementsteinporosität, d. h. dem Wasserzementwert und dem Betonalter, abhängt.

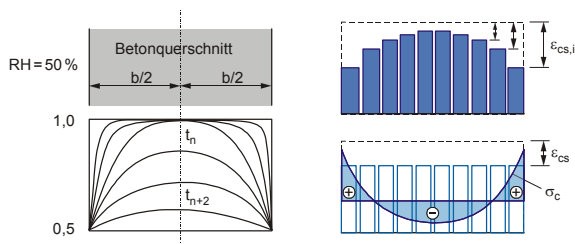


Abb. 4: Feuchteverteilungen in einem der Trocknung ($RH = 50\%$) ausgesetzten, anfänglich feuchten ($RH = 100\%$, Feuchtepotential = 1,0) Betonquerschnitt (links; Zeitpunkte $t_n < t_{n+1} < t_{n+2}$) und freie Schrindverformungen $\epsilon_{cs,i}$ (rechts oben) bzw. mittlere Schrindverformung ϵ_{cs} und zugehörige Spannungsverteilung σ_c (rechts unten), siehe auch [26]

Mit zunehmendem Zementsteingehalt eines Betons und sinkender Steifigkeit der Zuschläge steigen die Schrindverformungen, d. h. sowohl das Grundschrinden als auch das Trocknungsschrinden an. Die Größe des Trocknungsschrindens wird ebenfalls durch die Zementart beeinflusst. Fein gemahlene Zemente, ein hoher Gehalt an Alkalien und ein hoher C_3A -Gehalt vergrößern das Schrindmaß. Ein Austausch von Portlandzementklinker gegen Flugasche und Gesteinsmehle führt unter sonst gleichen Bedingungen zu verminderten, die Verwendung von Hüttensand zu etwas erhöhten Schrindverformungen [27], [28].

Das Trocknungsschrinden ist bei einer Wiederbefeuchtung des Betons teilweise reversibel. Der reversible Anteil steigt mit abnehmendem Wasserzementwert und zunehmendem Alter des Betons. Vor allem hängen die Quellmaße bei Feuchtlagerung aber vom zuvor erreichten mittleren Trocknungszustand eines Bauteils ab.

Beachtet werden muss, dass die in Richtlinien angegebenen Quellmaße für Betonbauteile mittlere Werte darstellen, die nur dann gelten, wenn der Beton am Ende der Nachbehandlung einer Feuchtlagerung unterworfen wird. Bei lang andauernder Vortrocknung und anschließender Feuchtlagerung werden hingegen deutlich größere Quellmaße erreicht, als in Richtlinien angegeben wird. Als grober Anhalt kann davon ausgegangen werden, dass bei üblichem Konstruktionsbeton etwa die Hälfte des erreichten Schrindmaßes reversibel ist.

Bei normalfestem Beton stellt sich Trocknungsschrinden ein, wenn die Umgebungsfuchte am Ende der Nachbehandlung Werte kleiner ca. 99 % besitzt. Anderenfalls, d. h. bei fortgesetzter Feucht- oder Wasserlagerung, treten Quellverformungen auf. Da bei hochfestem Beton mit sinkendem Wasserzementwert die innere relative Feuchte infolge der Selbstaustrocknung auf Werte weit unter 100 % absinkt, können bei einer Lagerung von hochfesten Betonbauteilen auch bei Umgebungsfuchten von z. B. $100\% > RH > 85\%$ bereits Quellverformungen auftreten [29].

4.3 Vorhersage des Schrindens

4.3.1 Zum Ansatz

Der nachfolgend vorgestellte, im fib Model Code 2010 [1] verankerte Ansatz zur Beschreibung des Schrindverhaltens von Beton ist an den Aufbau des Schrindmodells der DIN 1045-1:2001 ([30], [31]) angelehnt und bildet das Grundschrinden und das Trocknungsschrinden durch zwei additive Terme ab.

Das Modell besteht aus einem Gleichungssystem zur Berechnung der Schrindverformungen. Eine ausführliche Begründung des Schrindmodells im fib Model Code 2010 ist in [33] gegeben.

In Übereinstimmung mit den bisherigen Konzepten zur Vorhersage des Schwindens werden auch im fib Model Code 2010 [1] die aus der Zusammensetzung eines Konstruktionsbetons resultierenden Einflüsse in grober Näherung allein durch den Einflussparameter der Betondruckfestigkeit erfasst. Es werden nur solche Parameter herangezogen, die zum Zeitpunkt der Berücksichtigung bzw. Vorhersage des Schwindens dem entwerfenden Ingenieur bekannt sind oder von ihm sicher eingeschätzt werden können.

4.3.2 Vorhersage mittlerer Schwindverformungen

Die mittlere Schwindverformung $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$ eines Betonbauteils berechnet sich nach Gleichung 3 aus der Summe der Verformungskomponenten Grundschrwinden und Trocknungsschrwinden wie folgt:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cbs}(t) + \varepsilon_{cds}(t, t_s) \quad (3)$$

mit

$$\varepsilon_{cbs}(t) = \varepsilon_{cbs0}(f_{cm}) \cdot \beta_{bs}(t) \quad (4)$$

und

$$\varepsilon_{cds}(t, t_s) = \varepsilon_{cds0}(f_{cm}) \cdot \beta_{RH}(RH) \cdot \beta_{ds}(t - t_s) \quad (5)$$

Darin stellt $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$ die Gesamtschwindverformung des Betons, $\varepsilon_{cbs}(t)$ das Grundschrwinden und $\varepsilon_{cds}(t, t_s)$ das Trocknungsschrwinden dar. Die Zeitpunkte t und t_s geben das Alter des Betons in Tagen zum Beobachtungszeitpunkt bzw. bei Beginn der Austrocknung an. Die Grundwerte des Grund- und Trocknungsschrwindens $\varepsilon_{cbs0}(f_{cm})$ bzw. $\varepsilon_{cds0}(f_{cm})$, sowie die Funktionen $\beta_{bs}(t)$, β_{RH} und $\beta_{ds}(t - t_s)$ werden mithilfe der Gleichungen 6 bis 11 bestimmt.

Die Grundschrwindverformung $\varepsilon_{cbs}(t)$ (engl. basic shrinkage, Index bs) nach Gleichung 4 wird unter Verwendung von Gleichungen 6 und 7 ermittelt:

$$\varepsilon_{cbs0}(f_{cm}) = -\alpha_{bs} \left(\frac{0,1 \cdot f_{cm}}{6 + 0,1 \cdot f_{cm}} \right)^{2,5} \cdot 10^{-6} \quad (6)$$

und

$$\beta_{bs}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot \sqrt{t}) \quad (7)$$

wobei

f_{cm} mittlere zylindrische Druckfestigkeit des Betons im Alter von 28 Tagen [N/mm²];

α_{bs} Beiwert, siehe Tabelle 1 [-].

Man beachte, dass der Grundwert des Grundschrwindens $\varepsilon_{cbs0}(f_{cm})$ gleichzeitig den Endwert des Grundschrwindens $\varepsilon_{cbs\infty}$ darstellt.

Tab. 1 Beiwerte α_{bs} , α_{ds1} und α_{ds2} nach Gleichung 6 und 8 in Abhängigkeit vom Zementtyp

Zementtyp nach EC 2	Merkmal	α_{bs}	α_{ds1}	α_{ds2}
S	langsam erhärtend	800	3	0,013
N	normal oder schnell erhärtend	700	4	0,012
R	schnell erhärtend und hochfest	600	6	0,012

Für die Zuordnung der Normzemente nach DIN EN 197-1 zu den Zementtypen S, N, R entsprechend EC 2 [32] kann Tabelle 2 herangezogen werden.

Tab. 2 Zuordnung der Zementarten nach DIN EN 197-1 zu den Zementtypen nach EC 2

Zementtyp nach EC 2	Festigkeitsklassen
S	32,5 N
N	32,5 R; 42,5 N
R	42,5 R; 52,5 N; 52,5 R

Zur Berechnung des Trocknungsschrwindens $\varepsilon_{cds}(t, t_s)$ nach Gleichung 5 werden die Gleichungen 8 bis 11 herangezogen:

$$\varepsilon_{cds0}(f_{cm}) = \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm}) \right] \cdot 10^{-6} \quad (8)$$

$$\beta_{RH} = \begin{cases} -1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] \\ 0,25 \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{für } 40 \leq RH < 99\% \cdot \beta_{s1} \\ \text{für } RH \geq 99\% \cdot \beta_{s1} \end{array} \quad (9)$$

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \left(\frac{t - t_s}{0,035 \cdot h^2 + (t - t_s)} \right)^{0,5} \quad (10)$$

$$\beta_{s1} = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,1} \leq 1,0 \quad (11)$$

wobei

α_{ds1} Beiwert zur Berücksichtigung der Zementart, siehe Tabelle 1 [-];

α_{ds2} Beiwert zur Berücksichtigung der Zementart, siehe Tabelle 1 [-];

β_{s1} Beiwert zur Berücksichtigung der inneren Austrocknung des Betons [-];

- RH relative Luftfeuchte der Umgebung [%];
- h = $2A_c/u$; wirksame Bauteildicke [mm], mit
- A_c Querschnittsfläche [mm²];
- u Umfang des Querschnitts, welcher der Trocknung ausgesetzt ist [mm].

Der Endwert des Trocknungsschwindens $\varepsilon_{cds_{\infty}}$ ergibt sich aus dem Produkt des Grundwertes des Trocknungsschwindens $\varepsilon_{cds0}(f_{cm})$ nach Gleichung 8 und dem Beiwert für den Einfluss der Umgebungsfeuchte β_{RH} nach Gleichung 9. Die zeitliche Entwicklung der Schwindverformungen wird hingegen durch die Verlaufsfunktion $\beta_{ds}(t - t_s)$ in Gleichung 10 abgebildet.

5 Vorhersage der elastischen Verformung

Die Ursachen der elastischen Verformung von Beton sowie die verfügbaren Methoden, das elastische Verformungsverhalten zu messen, wurden im Beitrag von Brameshuber im vorliegenden Tagungsband ausführlich erläutert [34]. Da der E-Modul eine zentrale Kenngröße bei der Vorhersage des belastungsabhängigen Verformungsverhalten von Beton darstellt und auch für die Berechnung der Kriechverformung eine zentrale Rolle spielt, werden nachfolgend die im fib Model Code 2010 [1] enthaltenen Ansätze zur Vorhersage des E-Moduls kurz vorgestellt.

Die Größe des Elastizitätsmoduls E_{ci} des Betons (Tangentenmodul) im Alter von 28 Tagen kann nach Gleichung 12 aus der mittleren Betondruckfestigkeit berechnet werden:

$$E_{ci} = E_{c0} \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{1/3} \quad (12)$$

mit

$E_{c0} = 21.500 \text{ N/mm}^2$;

α_E gemäß Tabelle 3;

f_{cm} mittlere zylindrische Druckfestigkeit des Betons im Alter von 28 Tagen [N/mm²].

Tab. 3 Beiwert α_E zur Berücksichtigung des Einflusses der Zuschlagart auf den E-Modul von Beton

Zuschlagart	Korrekturbeiwert α_E
Basalt, dichter Kalkstein	1,2
quarzitische Zuschläge	1,0
Kalkstein	0,9
Sandstein	0,7

Soweit keine genaueren Angaben verfügbar sind, wird empfohlen, den Korrekturbeiwert α_E nach Ta-

belle 3 für Betone der Festigkeitsklassen $\geq C 60/75$ mit Basalt- und Kalksteinzuschlag auf $\alpha_E = 1,0$ abzumindern.

Der Elastizitätsmodul des Betons im Alter $t \neq 28$ Tage kann durch Multiplikation von E_{ci} mit dem Faktor β_{cc} gemäß Gl. 13 ermittelt werden:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0,5} \right] \right\} \quad (13)$$

Tab. 4 Beiwert s zur Berücksichtigung des Einflusses des Zementtyps auf die zeitliche Entwicklung des E-Moduls

Betonfestigkeit f_{cm} [N/mm ²]	Zementtyp nach EC 2	s
≤ 60	S	0,38
	N	0,25
	R	0,20
> 60	alle Zementtypen	0,20

6 Kriechen von Beton

6.1 Einflussgrößen des Kriechens

Durch zahlreiche systematische Kriechversuche an unterschiedlichen Betonen besitzt man heute einen guten Überblick über die verschiedenen praxisrelevanten Einflussparameter auf das Kriechen und seine Komponenten. Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die Kriechverformungen $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ mit

- der Höhe der kriecherzeugenden Spannung und mit zunehmender Dauer der Lasteinwirkung ansteigen;
- zunehmendem Zementgehalt des Betons bzw. Zementsteinvolumen und abnehmender Zuschlagsteifigkeit wachsen;
- abnehmender Zementsteinporosität, d. h. mit sinkendem Wasserzementwert und steigendem Hydratationsgrad (Betonalter bzw. Belastungsalter des Betons), zurückgehen;
- steigendem Wassergehalt des Betons und steigender Geschwindigkeit des Wasserverlustes während der Belastung, d. h. mit abnehmender Bauteildicke und/oder abnehmender Umgebungsfeuchte, zunehmen;
- steigender, aber während der Belastung konstanter Temperatur anwachsen, während eine erhöhte, länger wirkende Temperatur vor der Belastung zu einer Abnahme der Kriechverformungen führt.

Zwischen den genannten Einflussgrößen bestehen verschiedene Wechselwirkungen, die zwar meist bekannt sind, oftmals aber noch nicht in systematischen Versuchen hinreichend quantifiziert wurden. Beim Parameter Temperatur existieren weitere kom-

plexe Einflüsse ([35], [36]), auf die hier aber nicht näher eingegangen werden kann.

Bis zu einer Spannungshöhe von etwa 40 % der Betonfestigkeit zum Belastungszeitpunkt, also im Bereich der Gebrauchsspannungen, besteht ein annähernd linearer Zusammenhang zwischen kriecherzeugender Spannung und Kriechdehnung. Die Grenze des Übergangs vom linearen zum nicht-linearen Kriechen hängt ausgeprägt von der Festigkeit (Porosität) des Betons ab.

Da das Maß des Feuchteverlustes (d. h. die Trocknungsgeschwindigkeit) während der Wirkung einer Dauerlast die Größe der Kriechverformung beeinflusst, ergibt sich bei vorhandenen Feuchtegradienten (siehe Abbildung 4) eine ungleichförmige Verteilung der Kriechneigung über dem Querschnitt eines Bauteils. Für die Belange der Praxis, d. h. bei Betrachtung des mittleren Verhaltens eines Querschnittes, können die hieraus resultierenden Effekte vernachlässigt werden. Berücksichtigt werden muss das ungleichförmige Austrocknen und Kriechen bei einer genaueren, punktwweisen Analyse von Spannungen und Verformungen in einem Querschnitt.

Die Umgebungsbedingungen bzw. der Feuchteverlust eines Bauteils während der Wirkung einer Dauerlast besitzt einen signifikanten Einfluss, sowohl auf die Größe des Kriechens als auch auf den zeitlichen Verlauf. Daher ist es für eine zutreffende Beschreibung des Kriechens unverzichtbar, eine Aufspaltung in die Komponenten Grund- und Trocknungskriechen vorzunehmen. Unter dem Grundkriechen versteht man jene Kriechverformung, die bei einem verhinderten Feuchteaustausch mit der Umgebung oder bei sehr massigen Bauteilen auftritt, während das Trocknungskriechen das bei einem Feuchteverlust zusätzlich entstehende Kriechen beschreibt.

Die oben genannten Einflussgrößen auf das Kriechen gelten gleichermaßen für übliche wie auch hochfeste Betone. Allerdings bewirkt die Steigerung der Festigkeit, genauer gesagt die Reduktion der Porosität, erhebliche Veränderungen hinsichtlich des Ausmaßes der Einflüsse (vgl. Kapitel 2 und Abbildung 5).

Die wesentlichen Unterschiede zwischen normalfesten und hochfesten Betonen können wie folgt zusammengefasst werden [37]:

1. Die Größe der Kriechverformung, d. h. die Summe der Komponenten Grund- und Trocknungskriechen, ist beim hochfesten Beton erheblich kleiner.
2. Während das Trocknungskriechen des hochfesten Betons wesentlich kleiner als bei üblichem Konstruktionsbeton ausfällt, nimmt die Größe des Grundkriechens nicht im selben Maße ab.

Das Verhältnis aus Trocknungskriechen und Grundkriechen sinkt mit zunehmender Betonfestigkeit.

Die Unterschiede im Kriechen zwischen normalfesten und hochfesten Betonen erklären sich im Wesentlichen aus der hohen Steifigkeit und der geringen Porosität des hochfesten Betons. Hieraus resultiert auch, dass das Ausmaß des Einflusses praktisch aller Parameter bei normalfestem Beton und hochfestem Beton unterschiedlich ist. Insofern können Vorhersageverfahren, die für normalfesten Beton gelten, nicht ohne größere Änderungen auf die Anwendung bei hochfestem Beton erweitert werden.

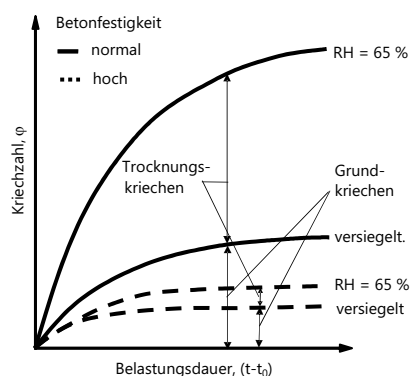


Abb. 5: Zeitlicher Verlauf des Kriechens von normalfestem und hochfestem Beton in trockener Umgebung ($RH = 65\%$) bzw. bei versiegelter Lagerung (vers.; verhinderte Feuchteabgabe)

Im Hinblick auf die Belange der Praxis werden die oben genannte Einflussparameter wie das Zementsteinvolumen, die Zuschlagsteifigkeit, den Wasserzementwert, die Trocknungsgeschwindigkeit u. ä. in den vorliegenden Vorhersagemodellen nicht berücksichtigt, da sie zum Zeitpunkt der Berechnung und Bemessung einer Konstruktion meist unbekannt sind.

Dies dürfte sich jedoch in den kommenden Jahren ändern. Die Forderung nach nachhaltigeren Betonen einerseits und insbesondere die performance-orientierte Bemessung auf Dauerhaftigkeit, die in der nächsten Normengeneration zu erwarten ist, bedingt eine Spezifizierung der Betonzusammensetzung im Vorfeld einer Baumaßnahme. Auch die aktuell verbreitete Zunahme von Ausschreibungen sog. schwind- und neuerdings auch kriecharmer Betone erfordert präzisere Materialmodelle. Dieser Wunsch der Tragwerksplaner wird in der Praxis nur zu erreichen sein, wenn bereits im Entwurfsstadium von Konstruktionen in Zusammenarbeit mit dem verantwortlichen Betontechnologen Festlegungen zur Betonzusammensetzung getroffen werden.

6.2 Vorhersage des Kriechens

Für eine zutreffendere Beschreibung des Kriechens muss den zugrundeliegenden Mechanismen des Kriechprozesses Rechnung getragen werden. Hierzu wird die Kriechverformung – analog zur Vorgehensweise bei der Beschreibung des Schwindens – in additive Komponenten aufgespalten.

Ein zentraler Unterschied zur Beschreibung des Schwindverhaltens oder auch des elastischen Verformungsverhaltens von Beton ist in der Tatsache zu sehen, dass das Betonkriechen nicht als eigenständige Messgröße erfasst werden kann, sondern immer als Teil der Gesamtverformung $\varepsilon_c(t)$ des Betons aufgefasst werden muss. Wie aus Gl. 14 deutlich wird, erfordert die Ermittlung der Kriechverformung $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ somit eine genaue Kenntnis sowohl der elastischen Verformung $\varepsilon_{ci}(t_0)$ zum Zeitpunkt der Belastung t_0 als auch des zeitlichen Verlaufs der Schwindverformung $\varepsilon_{cs}(t)$.

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varepsilon_c(t) - \varepsilon_{ci}(t_0) - \varepsilon_{cs}(t) \quad (14)$$

Der Vergleich von Gl. 14 mit der in Abb. 2 vorgenommenen Definition der einzelnen Verformungsanteile offenbart, dass in Gleichung 14 der Beitrag der sogenannten Setzdehnung ε_{cip} als Teil der Kriechdehnung ε_{cc} aufgefasst wurde.

Für die praktische Bemessung von Bauwerken hat es sich als zweckmäßig erwiesen, die Kriechverformung $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ als Produkt aus der elastischen Verformung unter einer gegebenen Belastung σ_c im Belastungsalter von 28 Tagen (E-Modul E_{ci}) und der sogenannten Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ darzustellen.

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{ci}} \cdot \varphi(t, t_0) \quad (15)$$

Hierin bedeuten:

- $\sigma_c(t_0)$ Belastung im Belastungsalter t_0 [N/mm²];
- E_{ci} (Tangenten-) E-Modul im Alter von 28 Tagen [N/mm²];
- $\varphi(t, t_0)$ Kriechzahl zum Zeitpunkt t bei einer Belastung im Belastungsalter t_0 [-].

Die in Gl. 15 dargestellte Gesamtkriechverformung bzw. die entsprechende Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ kann wiederum in die Anteile Grund- und Trocknungskriechen aufgespalten werden (siehe Kapitel 6.1 und Abbildung 5).

Die Kriechzahl kann somit als Summe entsprechend Gl. 16 dargestellt werden und bildet die beiden maßgebenden Kriechmechanismen ab.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{bc}(t, t_0) + \varphi_{dc}(t, t_0) \quad (16)$$

Die Indizes bc und dc bezeichnen das Grundkriechen (engl. basic creep) und das Trocknungskriechen (engl. drying creep).

Analog zur Vorgehensweise bei der Vorhersage des Betonschwindens können das Grundkriechen und das Trocknungskriechen nun entsprechend Gleichungen 17 und 20 berechnet werden.

$$\varphi_{bc}(t, t_0) = \beta_{bc}(f_{cm}) \cdot \beta_{bc}(t, t_0) \quad (17)$$

Die Grundkriechzahl $\beta_{bc}(f_{cm})$ und die zeitliche Entwicklung des Kriechens $\beta_{bc}(t, t_0)$ können mit den nachfolgend angegebenen Funktionen ermittelt werden.

$$\beta_{bc}(f_{cm}) = \frac{1,8}{(f_{cm})^{0,7}} \quad (18)$$

$$\beta_{bc}(t, t_0) = \ln \left(\left(\frac{30}{t_{0,adj}} + 0,035 \right)^2 \cdot (t - t_0) + 1 \right) \quad (19)$$

Hierin bedeuten:

- f_{cm} mittlere zylindrische Druckfestigkeit des Betons im Alter von 28 Tagen [N/mm²];
- $t_{0,adj}$ das effektive Betonalter [d] (siehe Gl. 28).

Die Trocknungskriechzahl $\varphi_{dc}(t, t_0)$ ergibt sich zu:

$$\varphi_{dc}(t, t_0) = \beta_{dc}(f_{cm}) \cdot \beta(RH) \cdot \beta_{dc}(t_0) \cdot \beta_{dc}(t, t_0) \quad (20)$$

mit

$$\beta_{dc}(f_{cm}) = \frac{412}{(f_{cm})^{1,4}} \quad (21)$$

$$\beta(RH) = \frac{1 - RH}{100} \cdot \sqrt[3]{0,1 \cdot \frac{h}{100}} \quad (22)$$

und

$$\beta_{dc}(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_{0,adj}^{0,2}} \quad (23)$$

Die Zeitfunktion des Kriechens folgt zu:

$$\beta_{dc}(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_h + (t - t_0)} \right]^{\gamma(t_0)} \quad (24)$$

mit

$$\gamma(t_0) = \frac{1}{2,3 + \frac{3,5}{\sqrt{t_{0,adj}}}} \quad (25)$$

$$\beta_h = 1,5 \cdot h + 250 \cdot \alpha_{f_{cm}} \leq 1500 \cdot \alpha_{f_{cm}} \quad (26)$$

mit

$$\alpha_{f_{cm}} = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,5} \quad (27)$$

In den vorangegangenen Gleichungen sind die verwendeten Parameter wie folgt definiert:

- f_{cm} mittlere zylindrische Druckfestigkeit des Betons im Alter von 28 Tagen [N/mm²];
- RH relative Luftfeuchte der Umgebung [%];
- h $2A_c/u$ = wirksame Bauteildicke [mm];
- A_c Querschnittsfläche [mm²];
- u Umfang des Querschnitts, welcher Trocknung ausgesetzt ist [mm];
- t Betonalter zum betrachteten Zeitpunkt [Tage];
- t_0 Betonalter bei Belastungsbeginn [Tage];
- $t_{0,adj}$ wirksames Betonalter bei Belastungsbeginn unter Berücksichtigung des Temperatureinflusses [Tage]; für $T = 20$ °C gilt $t_{0,adj} = t_0$; für andere Fälle siehe Gl. 28.

Der Einfluss der Bindemittelart bzw. des Reifegrads des Betons kann in den vorangegangenen Gleichungen durch Einführung des sog. wahren Belastungsalters $t_{0,adj}$ berücksichtigt werden.

$$t_{0,adj} = t_{0,T} \cdot \left[\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right]^\alpha \geq 0,5 \text{ Tage} \quad (28)$$

mit

$$t_{0,T} = \sum_{i=1}^n \Delta t_i \cdot \exp \left[13,65 - \frac{4000}{273 + T(\Delta t_i)} \right] \quad (29)$$

Hierin bedeuten:

- $t_{0,T}$ das von Temperatureinflüssen bereinigte Belastungsalter des Betons [d];
- α ein Parameter zur Berücksichtigung der Zementart [-] mit
 - $\alpha = -1$ für Zemente der Festigkeitsklasse 32.5 N;
 - $\alpha = 0$ für Zemente der Festigkeitsklassen 32.5 R, 42.5 N;
 - $\alpha = 1$ für Zemente der Festigkeitsklassen 42.5 R, 52.5 N, 52.5 R;
- Δt_i Zeitintervall, über die der Beton bei einer bestimmten Temperatur $T(\Delta t_i)$ gelagert wird.

Bei der Anwendung der oben aufgeführten Gleichungen muss beachtet werden, dass diese nur zur Beschreibung des linearen Kriechens, d. h. für Belastungsgrade $\sigma_c \leq 0,4 \cdot f_{cm}(t_0)$ geeignet sind. Der fib MC 2010 [1] bietet weitere Ansätze zur Beschrei-

bung des Kriechens für Belastungsgrade von bis zu 60 %, auf die hier jedoch nicht näher eingegangen wird.

6.3 Anmerkungen zum Vorhersagemodell

In diesem Kapitel werden einige Merkmale des vorgestellten Kriechmodells diskutiert. Nähere Angaben hierzu finden sich in [33].

6.3.1 Stoffgesetzliche Komplikationen bei veränderlichen Spannungen

Die nachfolgend beschriebenen Phänomene können auftreten, wenn ein Kriechmodell zur Vorhersage der Auswirkungen von variablen Spannungen (Lasten) und Dehnungen herangezogen wird. In diesem Zusammenhang sind einige für das Verständnis wesentliche Hintergründe im Kapitel 7 dieses Beitrags zusammengefasst.

Stoffmechanisch gesehen stellt der Ansatz zur Beschreibung des Kriechens einen Produktansatz dar (siehe Kapitel 7). Dieser hat die Schwäche, dass er in Verbindung mit der Anwendung des Superpositionsprinzips unter den Randbedingungen der Vollentlastung als auch der Relaxation zu stoffmechanisch unsinnigen Verformungs- bzw. Spannungsvorhersagen führen kann [35]. Unabhängig davon, dass die Verwendung des Superpositionsprinzips (siehe Abbildung 6, links) zwangsläufig zu Fehleinschätzungen führen muss, weil Beton streng genommen kein linear viskoelastisches Material darstellt, sind die Dehnungsumkehr nach Entlastung (siehe Abbildung 6, rechts) bzw. der Vorzeichenwechsel bei Relaxation (siehe Abbildung 7, rechts) ansatzbedingt möglichst zu eliminieren.

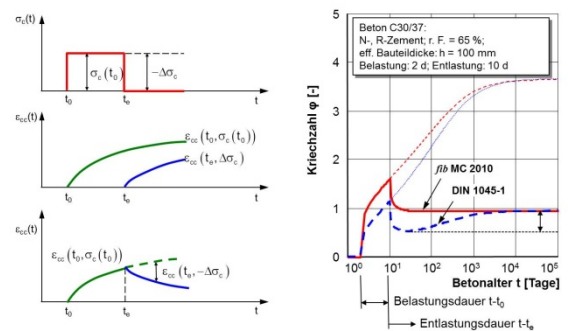


Abb. 6: Das Superpositionsprinzip (links) und die Vorhersage der verzögert elastischen Verformung nach dem Superpositionsprinzip (rechts)

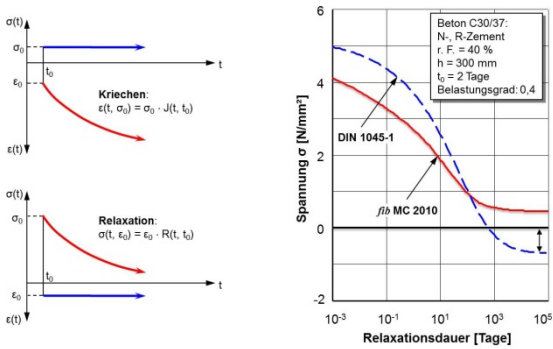


Abb. 7: Definition von Kriechen und Relaxation (links) sowie die Vorhersage des Spannungsverlaufs bei konstanter Dehnung (rechts)

Die Vermeidung dieser Fehler kann nur gelingen, wenn die hierfür relevanten Zeitfunktionen für das Belastungsalter $k(t_0)$ und die Belastungsdauer $k(t-t_0)$ in geeigneter Weise aufeinander abgestimmt werden. Dies ist allerdings nicht trivial, da man bei der Wahl dieser Funktionen nicht frei ist. So sollen schließlich sowohl der Einfluss des Belastungsalters auf die Größe des Kriechens als auch der zeitliche Verlauf des Kriechens möglichst zutreffend beschrieben werden. Weiterhin dürfen die Modifikationen an den Grundfunktionen nicht zu kompliziert werden und müssen in sich stimmig sein.

In [48] wurde hierzu ein Vorschlag unterbreitet, bei dem lediglich die Verlaufsfunktion für das Kriechen nach DIN 1045:2008 in geeigneter Weise modifiziert werden muss. Dies ist in Gleichung 24 dadurch geschehen, dass der Exponent bei der Funktion zur Beschreibung des Verlaufs des Trocknungskriechens keine Konstante ist (Exponent = 0,3 in DIN 1045:2008), sondern vom Belastungsalter abhängt. Eine analoge Modifikation musste bei der Darstellung des Grundkriechens (Gleichung 19) aus mathematischen Gründen nicht vorgenommen werden. Wie die Abbildungen 6 und 7, jeweils rechts, zeigen, können hiermit die oben beschriebenen Defizite des Produktansatzes für den in der Praxis vorkommenden Anwendungsbereich eliminiert werden. Die Einführung der Funktion $\gamma(t_0)$ in der Verlaufsfunktion für das Betonkriechen (Trocknungskriechen) bewirkt, dass mit sinkendem Belastungsalter eine höhere Kriechgeschwindigkeit prognostiziert wird. Dies stimmt mit experimentellen Beobachtungen überein.

Unter dem Gesichtspunkt der mathematischen Behandlung von Kriech- und Relaxationsproblemen wird die Zeitintegration durch die vorgenommene Änderung erheblich komplizierter. Früher wäre dies ein Ansatzpunkt für Kritik gewesen. Da aber geschlossene Lösungen unter Verwendung von Produktansätzen ohnehin nicht gelingen und der Aufwand bei numerischen Lösungen durch die Leis-

tungsfähigkeit moderner Rechner keine Rolle mehr spielt, stellt die Wahl von Gleichung 24 eine entscheidende Verbesserung dar.

6.3.2 Aufspaltung in Grund- und Trocknungskriechen

Solange nur Kriechverformungen für normalfeste Betone betrachtet werden, kann ohne größere Genauigkeitseinbußen auf die physikalisch zwar sinnvolle, den Ansatz jedoch komplexer machende Separation in die Anteile Grund- und Trocknungskriechen verzichtet werden. Integriert man in den Modellansatz jedoch auch die Prognose für hochfeste Betone, muss dem Sachverhalt Rechnung getragen werden, dass das Grundkriechen und das Trocknungskriechen unterschiedlich stark durch die Festigkeitssteigerung beeinflusst werden. Um dies korrekt abbilden zu können, ist die Aufspaltung in Grund- und Trocknungskriechen zwingend erforderlich.

Dieser Sachverhalt ist in [23] erklärt und findet dort seinen Niederschlag in Gl. (24). Durch die in dieser Gleichung enthaltene Addition ist, wenn auch nicht offensichtlich, auf einfache Art eine Aufspaltung in Grund- und Trocknungskriechen gegeben. Die Vereinfachung besteht darin, dass, bedingt durch den gewählten Grundansatz (siehe [23], Gl. (22)), die Einflüsse aus dem Belastungsalter und der Belastungsdauer auf das Grund- und Trocknungskriechen durch dieselben Funktionen für $\beta(t_0)$ und $\beta_c(t, t_0)$ beschrieben werden. Die Höhe der Betonfestigkeit nimmt jedoch gemäß Gl. (24) in [23] unterschiedlichen Einfluss auf die beiden additiven Komponenten. Dies entspricht auch den Beobachtungen in Versuchen.

Diese Vereinfachung, die in DIN 1045:2008 sowie im EC 2 (EN 1992-1-1) noch enthalten ist, wird durch die Aufspaltung entsprechend Gleichung 16 eliminiert, weil hierdurch den beiden Komponenten auch unterschiedliche Zeitfunktionen (Gleichungen 19 und 24) zugeordnet werden.

Grundsätzlich sei hierzu noch angemerkt, dass mit dieser additiven Aufspaltung in zwei Komponenten zwar den physikalischen Prozessen zutreffend Rechnung getragen wird, die damit einhergehende Komplexität sich jedoch nicht in einer nennenswert höheren Vorhersagegenauigkeit niederschlägt. Dies gilt jedoch nur für die Höhe des Variationskoeffizienten in Bezug auf die Prognose von Kriechkurven; Näheres hierzu siehe [33].

6.3.3 Zeitlicher Verlauf des Kriechens

Diskussionen über die Wahl einer geeigneten Funktion zur Beschreibung des zeitlichen Verlaufs des Kriechens (Funktionen entsprechend Gleichungen 19 und 24) wurden seit seiner Entdeckung geführt. Eine große Anzahl von Untersuchungen befasst sich mit diesem Thema. Von ausschlaggebendem Einfluss

auf die Wahl der Zeitfunktion ist, ob unterstellt wird, dass das Kriechen einem Endwert entgegen strebt oder nicht.

Auf der Basis der am IMB verfügbaren Datenbank an Kriechversuchen lassen sich gleichermaßen irrierte als auch zutreffende Annahmen in der Literatur für den zeitlichen Verlauf des Kriechens erkennen. Offen bleibt jedoch auch dabei die Frage der Existenz eines Endwertes. Sie erschien bislang allerdings eher marginal, weil die experimentell nachgewiesenen Verformungszuwächse nach langer Belastungsdauer nur noch sehr klein ausfallen.

Aktuell wird jedoch postuliert, dass nach langen Belastungsdauern unter den Randbedingungen der Praxis gerade bei Brücken viel größere Verformungen auftreten, als sie von den heutigen Modellen vorhergesagt werden. Die großen Verformungen werden aber nicht mit Experimenten, sondern mit Beobachtungen in der Praxis bzw. mit Schadensfällen belegt [45]. Diese könnten aber auch ganz andere Ursachen als das Betonkriechen haben, z. B. Rissbildungen, Setzungen, unvorhergesehene Spannungsumlagerungen etc. Die Klärung dieser Fragen wird sicher noch einige Zeit in Anspruch nehmen.

Wählt man für die Beschreibung des Kriechverhaltens von Beton den mit Gleichung 16 gegebenen Ansatz, muss entschieden werden, mit welchem Funktionstyp jeweils der Verlauf des Grund- und des Trocknungskriechens beschrieben wird. Da das Trocknungskriechen definitionsgemäß ursächlich aus der Feuchteabgabe während der Belastung resultiert, kommt hierfür nur eine Funktion mit Endwert in Frage. In den allermeisten Fällen schmiegt sich eine Hyperbelfunktion gemäß Gleichung 24 am besten an entsprechende Messwerte an.

Schwieriger ist die Entscheidung für den Funktionstyp des Grundkriechens. Abbildung 8 zeigt Versuche von Troxell et al. [46], der Kriechverformungen ca. 23 Jahre lang aufzeichnete. Auf der Ordinate ist das Kriechmaß, d. h. die auf die Kriechspannung bezogene Kriechdehnung $\varepsilon_{cc}(t, t_0)/\sigma_c(t_0)$ aufgetragen. Die eingezeichnete logarithmische Funktion vom Typ $\ln[1 + (t - t_0)]$ stellt optisch eine gute Regression an das Grundkriechen dar (siehe Abbildung 8). Messwerte für r. F. = 99 % und r. F. = 100 %. Aber auch eine Hyperbelfunktion analog zu Gleichung 24, die bei kleinem Exponenten $\gamma = \text{konst.} < 0,3$ sehr flach verläuft, würde eine vergleichbar gute Anpassung liefern. Zieht man weitere Versuche anderer Autoren heran, so bestätigt dies, dass das Grundkriechen wohl am besten mit einer logarithmischen Funktion beschrieben werden kann, siehe auch [35]. Sie geht in der üblichen halblogarithmischen Darstellung von Kriechkurven nach einer leichten Linkskrümmung bei kurzen Belastungsdauern in einen linearen Verlauf über und besitzt keinen Endwert.

Wenn man nun den Verlauf des Grundkriechens mit einer logarithmischen Funktion entsprechend Gleichung 19 beschreibt und den Verlauf des sich dem Grundkriechen überlagernden Trocknungskriechens mit einer Hyperbelfunktion nach Gleichung 24, dann ergeben sich Regressionsverläufe, wie sie in Abbildung 8 für die Versuchswerte mit r. F. = 50 % und r. F. = 70 % dargestellt sind. Obwohl ein Endwert der Kurvenverläufe nicht mehr gegeben ist, wird eine gute Anpassung an die Messwerte erreicht, die immerhin für eine Belastungsdauer von ca. 23 Jahren aufgezeichnet wurden. Versuche von Stöckl [47], bei denen die Kriechverformungen sogar ca. 27 Jahre lang beobachtet wurden, bestätigen überwiegend diese Tendenz.

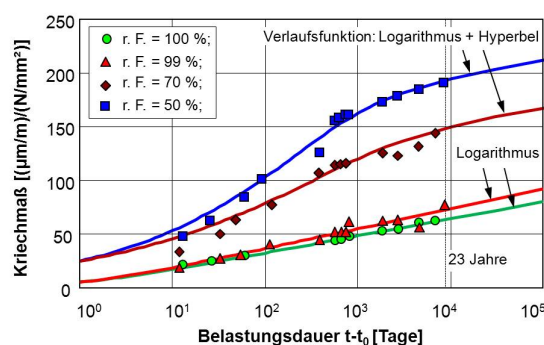


Abb. 8: Kriechversuche von Troxell et al. [46] mit eingezeichneten Regressionskurven

Da viele der heute gebräuchlichen Formeln zur Bemessung von Betonbauteilen eine Endkriechzahl benötigen, muss bei Verwendung der logarithmischen Funktion für das Grundkriechen eine rechnerische Endkriechzahl definiert werden. Hierzu kann in der Regel die Nutzungsdauer des Bauwerks als in die Berechnung eingehende Belastungsdauer herangezogen werden. Die Nutzungsdauer, die meist in Richtlinien angegeben wird, variiert je nach Richtlinie bzw. Bauwerkstyp zwischen 50 und 200 Jahren. Für ein Bauteil aus einem üblichen Konstruktionsbeton C30/37, welches eine wirksame Dicke von $h = 200$ mm besitzt und im Alter von 28 Tagen in normaler Umgebung ($RH = 65\%$) belastet wird, beträgt der Verformungszuwachs zwischen 50 und 200 Jahren Belastungsdauer gemäß der Extrapolation mittels der logarithmischen Verlaufsfunktion ca. 5-10 % der nach 50 Jahren eingetretenen Kriechverformung.

7 Kriechen bei variablen Lasten

Um die Auswirkung des Kriechens bei variablen Lasten abschätzen zu können, bedient man sich des Prinzips der linearen Superposition. Dieses Prinzip gilt exakt für linear-viskoelastische Werkstoffe. Diesen kann Beton in erster Näherung zugerechnet werden, da zwischen der Größe der Kriechverfor-

mung und der sie erzeugenden Spannung im Bereich der Gebrauchsspannungen (d. h. $\sigma_c \leq 0,4 \cdot f_{cm}(t_0)$) ein annähernd linearer Zusammenhang gegeben ist.

Auf der Grundlage des Superpositionsprinzips kann das Spannungs-Dehnungs-Zeitverhalten viskoelastischer Werkstoffe auf verschiedene Arten formuliert werden. Die gebräuchlichste Formulierung im Bereich des Betonbaus ist in Gleichung 30 wiedergegeben [26], [35]:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = J(t, t_0) \cdot \sigma_c(t_0) + \int_{t_0}^t J(t, \tau) \cdot \frac{\partial \sigma_c(\tau)}{\partial \tau} \cdot d\tau \quad (30)$$

Dabei stellt $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ die gesamte lastabhängige Dehnung des Betons zum Zeitpunkt t dar, die durch den Spannungsverlauf $\sigma_c(t)$, der zum Zeitpunkt t_0 mit der Spannungshöhe $\sigma_c(t_0)$ seinen Ausgang nimmt, ausgelöst wird. Die Funktion $J(t, t_0)$ wird als Kriechfunktion bezeichnet. Sie ist eine charakteristische Materialeigenschaft und gibt die Summe aus elastischer Dehnung und Kriechdehnung unter der Wirkung einer konstanten Einheitslast an. Die Kriechfunktion kann unter Verwendung der Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ nach Gleichung 2 wie folgt ausgedrückt werden:

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E_{ci}} \cdot [n(t_0) + \varphi(t, t_0)] \quad (31)$$

In Gleichung 31 bezeichnet E_{ci} den E-Modul des Betons im Alter von 28 Tagen, während $n(t_0) = E_{ci}/E_c(t_0)$ den Kehrwert der Alterungsfunktion für die elastische Verformung bzw. den E-Modul darstellt.

Neben der Integralgleichung (Gl. 30) kommt der stoffmechanisch gleichwertigen differentiellen Darstellung des Spannungs-Dehnungs-Zeitverhaltens viskoelastischer Werkstoffe nach Gl. 32 vor allem bei der numerischen Behandlung des Kriechverhaltens von Bauteilen eine gewisse Bedeutung zu.

$$\sum_{i=0}^n l_i \cdot \frac{d^i \sigma_c}{dt^i} = \sum_{j=0}^m k_j \cdot \frac{d^j \varepsilon_{cs}}{dt^j} \quad (32)$$

Die Koeffizienten l_i und k_j der Differentialgleichung sind bei alternden Werkstoffen zeitabhängig und charakterisieren ähnlich wie die Funktion $J(t, t_0)$ das Werkstoffverhalten. Die Übergänge zwischen den Gleichungen 30 und 32 sind in mathematisch geschlossener Form nur dann möglich, wenn der Funktionstyp für $J(t, t_0)$ bestimmten mathematischen Anforderungen genügt.

Exakte Berechnungen zum Kriech- oder Relaxationsverhalten nach den Gleichungen 30 und 32 sind in der Regel schwierig und aufwendig. Eine für die praktische Berechnung von Kriech- und Relaxationsproblemen hilfreiche Approximation für die Gleichungen 30 bzw. 32 stellt Gleichung 33 dar [49]:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{ci}} \cdot [1 + \varphi(t, t_0)] + \frac{\sigma_c(t) - \sigma_c(t_0)}{E_{ci}} \cdot [1 + \rho(t, t_0) \cdot \varphi(t, t_0)] \quad (33)$$

In Gl. 33 stellt $\rho(t, t_0)$ den Relaxationskennwert dar. Sein Zahlenwert kann aus der Spannungsgeschichte und dem Kriechverhalten des Betons exakt berechnet werden. Er variiert in den Grenzen $0,5 \leq \rho \leq 1,0$ und kann für zahlreiche praktische Fälle mit hinreichender Genauigkeit als Konstante mit $\rho = 0,8$ angenommen werden. Dies begründet den besonderen Nutzen von Gl. 33. Nähere Angaben zum Relaxationskennwert (auch Alterungsbeiwert bzw. aging coefficient genannt) findet man z. B. in [39].

Gleichung 33 enthält im zweiten Summand den sogenannten wirksamen E-Modul $E_{ci,eff}$, der auch auf anderem Weg hergeleitet werden kann [40]:

$$E_{ci,eff} = \frac{E_{ci}}{1 + \rho(t, t_0) \cdot \varphi(t, t_0)} \quad (34)$$

Unter Verwendung von Gl. 34 werden Berechnungen zum Einfluss des Kriechens bei variablen mechanischen Beanspruchungen auf die Lösung eines rein elastischen Problems reduziert. Trotz dieser erheblichen Vereinfachung gegenüber der präzisen Beschreibung des Betonverhaltens anhand der Gleichungen 30 oder 32 werden bei Anwendung von Gleichung 34 in den meisten praktischen Anwendungsfällen hinreichend genaue Ergebnisse erzielt.

Ausgehend von den Gleichungen 30, 33 und 34 können Kriech- und Relaxationsprobleme gelöst werden, wenn die Materialkennwerte $J(t, t_0)$ bzw. E_{ci} , $n(t_0)$ und $\varphi(t, t_0)$ bekannt sind oder aus vorhandenen Vorhersageverfahren abgeschätzt werden. Bei Verwendung von Gleichung 30 ist die Wahl des Funktionstyps bzw. Ansatzes für $\varphi(t, t_0)$ für die Genauigkeit und stoffmechanische Korrektheit der Problemlösung bei variablen Spannungen oder Dehnungen ausschlaggebend [35]. Dies gilt jedoch nicht für die Gleichungen 33 und 34, die in dieser Hinsicht unempfindlich sind.

Die in der Literatur bzw. in Normen bekannt gewordenen Ansätze für $J(t, t_0)$ und $\varphi(t, t_0)$ können abhängig von der gewählten mathematischen Formulierung als sog. Produkt- oder Summationsansätze identifiziert werden. Dabei ist der Produktansatz dadurch gekennzeichnet, dass die Funktionen für den Einfluss des Belastungsalters $k_1(t_0)$ und den zeitlichen Verlauf der Kriechverformung $k_n(t-t_0)$ multiplikativ miteinander verknüpft sind. Die Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ ergibt sich bei diesem Ansatz zu:

$$\varphi(t, t_0) = k_1(t_0) \cdot \dots \cdot k_i \cdot \dots \cdot k_n(t - t_0) \quad (35)$$

Die Faktoren k_i in Gleichung 35 stellen Funktionen für die im Ansatz berücksichtigten Einflussgrößen auf das Kriechen von Beton dar. Dieser Ansatztyp für die Kriechzahl liegt dem Vorhersagemodell im EC 2 zugrunde, ebenso dem Model im CEB-FIP Model Code 1990 [50] und im aktuellen fib Model Code 2010 (siehe Kapitel 6.2).

Für den Summationsansatz ist charakteristisch, dass er eine Aufspaltung der Kriechverformung in die additiven Anteile verzögert elastische Verformung φ_d (reversibler Anteil) und Fließen φ_f (irreversibler Anteil) aufweist (Gleichung 36):

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_d(t, t_0) + [\varphi_f(t) - \varphi_f(t_0)] \quad (36)$$

Dabei muss die Darstellung des Fließens ein weiteres entscheidendes Merkmal beinhalten. Dies besteht darin, dass der Einfluss des Belastungsalters t_0 auf das Fließen und der zeitliche Verlauf der Fließverformung der gleichen Funktion gehorchen. Das Vorhersagemodell der DIN 4227 [41] stimmt mit dem Ansatz nach Gleichung 36 überein. Unter Verwendung von Gleichung 36 lässt sich Gleichung 30 geschlossen in eine Differentialgleichung überführen, wobei die Ordnung der Differentialgleichung vom Ansatz für die verzögert elastische Verformung abhängt.

Die in den Gleichungen 35 und 36 angegebenen Beziehungen stellen den jeweiligen Grundtyp für die Beschreibung des Kriechens von Beton als Produkt- bzw. Summationsansatz dar. In der Literatur sind für jeden Ansatztyp auch komplexere Formulierungen bekannt geworden. Diese kennzeichnet unter anderem, dass die Kriechverformungen in Komponenten aufgespalten werden, die verschiedenen physikalischen Mechanismen beim Verformungsprozess Rechnung tragen, siehe z. B. [38] oder [42]. Die einzelnen Komponenten besitzen dabei aber jeweils die für einen Produkt- bzw. Summationsansatz charakteristischen Merkmale.

Einfache Produkt- bzw. Summationsansätze entsprechend den Gleichungen 35 und 36 weisen unterschiedliche, für den jeweiligen Ansatz typische Vor- und Nachteile auf. Diese sind beispielsweise in [35] näher beleuchtet.

Der Typ des Ansatzes bestimmt nicht nur die erzielbare Genauigkeit bei der Vorhersage von Kriechverformungen unter konstanter Last, sondern wirkt sich auch maßgeblich auf die Möglichkeiten und die Genauigkeit einer rechnerischen Behandlung des Einflusses aus variablen Lasten aus. Unter Beibehaltung der Spannungslinearität wäre daher ein Ansatz wünschenswert, der die Vorzüge der linearen Summationsansätze und der Produktansätze in sich vereint. Dies ist jedoch nicht möglich.

Unter Bewertung der Belange der Praxis und der vorwiegend eingesetzten Berechnungsmethoden zur Erfassung der Auswirkungen des Kriechens sowie

der vorhandenen Möglichkeiten hinsichtlich der numerischen Behandlung von Kriechproblemen gelangte man im Zuge der Entwicklung des CEB-FIP Model Code 1990 [50] zur Auffassung, dass für die Darstellung des Kriechens in Normen ein einfacher Produktansatz am geeignetsten ist [35]. Dabei hat man damals in Kauf genommen, dass unter bestimmten Umständen Widersprüche (siehe Abbildungen 6 und 7) auftreten werden, wenn Gleichung 30 Anwendung findet. Diese Widersprüche treten jedoch nicht auf, wenn stattdessen der Einfluss variabler Lasten mittels Gleichung 33 berechnet wird. Daher wurde im CEB-FIP Model Code 1990 vorgeschrieben, dass in Verbindung mit der Anwendung des dort enthaltenen Kriechmodells (Produktansatz) bei der Berechnung von Auswirkungen unter veränderlichen Lasten Gleichung 33 anzuwenden ist.

Auf der Basis des CEB-FIP Model Code 1990 wurden in der Folgezeit verschiedene Kriechmodelle entwickelt, darunter die Modelle in der DIN 1045 und im Eurocode 2.

Im fib Model Code 2010 ist nun ebenfalls ein Produktansatz verwendet worden, allerdings konnte durch die spezifische Gestaltung der Funktionen für das Grund- und Trocknungskriechen die Problematik der Widersprüche in Verbindung mit der Anwendung des Superpositionsprinzips nahezu komplett eliminiert werden (siehe Kapitel 6.3).

Grundsätzlich sei festgestellt, dass das Kriechverhalten von Beton, welches durch eine komplexe Nichtlinearität gekennzeichnet ist, am zutreffendsten durch nichtlineare Summationsansätze beschrieben werden kann. Ein solcher Ansatz ist z. B. in [38] enthalten und wurde in [44] weiterentwickelt. Alle linearen Ansätze, die dem Bedürfnis der Praxis nach möglichst einfachen Modellen geschuldet sind, weisen daher mehr oder weniger große stoffmechanische Schwächen auf.

Die vorangehend dargestellten Sachverhalte sind eng mit der Entwicklung des Kenntnisstands und den jeweiligen Berechnungsmöglichkeiten der Ingenieure verbunden. Dabei muss man sich vor Augen halten, dass z. B. in den 80-Jahren des letzten Jahrhunderts der Computer in kleineren Büros noch keinen Einzug gehalten hatte. Alle Modelle des konstruktiven Ingenieurbaus waren daher auf die Anwendung von Handrechnungen ausgelegt. Einige Angaben zur Entwicklung bei den Kriechmodellen sind auch in [33] enthalten.

8 Schlussbemerkung

Mit Blick auf die Entwicklung des Betonbaus und die damit einhergehenden Anforderungen an Ingenieurmodelle, aber auch unter Berücksichtigung zahlreicher heute noch offener Fragen zum Kriechen, steht die Forschung auf diesem Gebiet noch vor spannenden Herausforderungen. Als nur ein Beispiel

sei der bislang kaum untersuchte Einfluss variabler Umweltbedingungen auf die Größe des Kriechens genannt, dem sich das IMB verstärkt widmet (siehe auch [43]). Das bisher ebenfalls nur wenig erforschte Gebiet der jungen Betone und der dabei vorherrschenden nichtlinearen Effekte wurde aktuell in [44] untersucht.

Dass es sich hierbei nicht nur um akademische Fragen, sondern um Probleme hoher praktischer Relevanz handelt, mag durch den Sachverhalt verdeutlicht sein, dass nahezu alle Experimente bei konstantem Umgebungsklima durchgeführt wurden, in der Praxis jedoch selbst in unseren Breiten die Bauteiltemperaturen zwischen -20 und +60°C und die Umgebungsfuchte zwischen 30 und 100 % variieren.

Hinsichtlich des Verständnisses der Mechanismen des Kriechens müssen neue experimentelle Wege beschritten werden, um die beschriebene „black box“ durchleuchten zu können. Besonders große Erwartungen versprechen sich die Autoren durch die Weiterentwicklung der Röntgenkleinwinkeltechnologie. Sie erlaubt einen unverfälschten Einblick in die tatsächlich ablaufenden Prozesse (siehe auch [22]). Nur wenn sie verstanden sind, können fundierte und gezielte Maßnahmen zur Beeinflussung des Kriechens entwickelt werden.

Die größte Sicherheit in Bezug auf die Prognose des Kriechverhaltens stellen letztlich Versuche dar, die mit dem Bauwerksbeton im Vorfeld einer Baumaßnahme durchgeführt werden. Während solche Versuche in anderen Ländern üblich sind, scheut man hierzulande die wenigen tausend Euro an Kosten, die aber in keinem Verhältnis zu den Bauwerkskosten (Brücken, Hochhäuser, etc.) stehen. Dabei ermöglichen gerade Laborversuche ein Abweichen von den normativen Modellen und damit auch interessante und kostengünstigere konstruktive Sonderlösungen.

9 Literatur

- [1] fib - International Federation for Structural Concrete (Hrsg.): fib Model Code for Concrete Structures 2010. International Federation for Structural Concrete, Lausanne, Schweiz, 2013
- [2] Powers, T. C., Brownyard, T. L. (1974) Studies of the Physical Properties of Hardened Portland Cement Paste. vol. Bulletin 22 : Research Laboratories of the Portland Cement Association
- [3] Young, J. F. (1982) The microstructure of hardened Portland cement paste. Creep and shrinkage in concrete structures : John Wiley & Sons, New York, USA, 1982
- [4] Mikhail, R. S., Copeland, L. E., Brunauer, S. (1964) Pore structures and surface areas of hardened Portland cement pastes by nitrogen adsorption. Canadian Journal of Chemistry, vol. 42, NRC Research Press, Nr. 2, S. 426-438
- [5] Beddoe, R. E., Lang, K. (1994) Effect of moisture on fractal dimension and specific surface of hardened cement paste by small-angle X-ray scattering. Cement and concrete research, vol. 24, Elsevier, Nr. 4, S. 605-612
- [6] Völkl, J. J., Beddoe, R. E., Setzer, M. J. (1987) The specific surface of hardened cement paste by small-angle X-ray scattering effect of moisture content and chlorides. Cement and Concrete Research, vol. 17, Elsevier, Nr. 1, S. 81-88
- [7] Bentur, A., Milestone, N. B., Young, J. F. (1978) Creep and drying shrinkage of calcium silicate pastes II. induced microstructural and chemical changes. Cement and Concrete Research, vol. 8, Elsevier, Nr. 6, S. 721-732
- [8] Thomas, J. J., Jennings, H. M., Allen, A. J. (1999) The surface area of hardened cement paste as measured by various techniques. Concr. Sci. Eng, vol. 1, S. 45-64
- [9] Brown, N. H., Hope, B. B. (1976) The creep of hydrated cement paste. Cement and Concrete Research, vol. 6, Elsevier, Nr. 4, S. 475-485
- [10] Powers, T. C. (1968) The thermodynamics of volume change and creep. Matériaux et Construction, vol. 1, Springer, Nr. 6, S. 487-507
- [11] Wittmann, F. (1970) Einfluss des Feuchtigkeitsgehaltes auf das Kriechen des Zementsteines. Rheologica Acta, vol. 9, Springer, Nr. 2, S. 282-287
- [12] Feldman, R. F., Sereda, P. J. (1968) A model for hydrated Portland cement paste as deduced from sorption-length change and mechanical properties. Matériaux et Construction vol. 1, Springer, Nr. 6, S. 509-520
- [13] Feldman, R. F., Sereda, P. J. (1970) A new model for hydrated Portland cement and its practical implications. Engineering Journal, vol. 53, Nr. 8-9, S. 53-59
- [14] Wittmann, F. H. (1977) Grundlagen eines Modells zur Beschreibung charakteristischer Eigenschaften des Betons. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 290, S. 43-101

- [15] Jennings, H. M. (2000) A model for the micro-structure of calcium silicate hydrate in cement paste. *Cement and Concrete Research*, vol. 30, Elsevier, Nr. 1, S. 101-116
- [16] Bažant, Z. P. (1972) Thermodynamics of interacting continua with surfaces and creep analysis of concrete structures. *Nuclear engineering and design*, vol. 20, Elsevier, Nr. 2, S. 477-505
- [17] Ruetz, W. (1966) Das Kriechen des Zementsteins im Beton und seine Beeinflussung durch gleichzeitiges Schwinden. *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, Heft 183
- [18] Kondo, R., Daimon, M. (1974) Phase composition of hardened cement paste. *Proc. 5th Int. Congr. on the Chemistry of Cement*, Moskau, Russland
- [19] Taylor, H. F. W., Roy, D. M. (1980) Structure and composition of hydrates. *7ème Congo Ind. Ciments*, Paris, Frankreich, S. 99-104
- [20] Wittmann, F. H. (1982) Modelling of concrete behaviour. *Contemporary European Concrete Research*, S. 171-189
- [21] Bentur, A., Milestone, N. B., Young, J. F., Mindess, S. (1979) Creep and drying shrinkage of calcium silicate pastes IV. Effects of accelerated curing. *Cement and Concrete Research*, vol. 9, Elsevier, Nr. 2, S. 161-169
- [22] Müller, H. S., Eckhardt, J.-D., Haist, M. (2013) New experimental approach to study creep and shrinkage mechanisms of concrete on the nano-scale level. *Mechanics and Physics of Creep, Shrinkage, and Durability of Concrete: A Tribute to Zdeněk P. Bažant: Proceedings of the 9th International Conference on Creep, Shrinkage, and Durability Mechanics (CONCREEP-9)*, September 22-25, 2013 Cambridge, Massachusetts, USA, S. 150
- [23] Müller, H. S., Kvitsel, V. (2002) Kriechen und Schwinden von Beton. *Grundlagen der neuen DIN 1045 und Ansätze für die Praxis. Beton- und Stahlbetonbau*, Band 97, Heft 1, S. 9-19
- [24] Mechtcherine, V. ; Götze, M.: Schwinden und Schrumpfen - Lastunabhängige Betonverformungen. In: Müller, H. S.; Nolting, U.; Haist, M.; Kromer, M. (ed.): *11. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung : KSP Scientific Publishing, Karlsruhe, 2015*
- [25] Autoshrink'98 (1998) *Proceedings of International Workshop on Autogenous Shrinkage of Concrete*. Ed.: Ei-ichi Tazawa, Jap. Con. Inst., Hiroshima, Japan
- [26] Bažant, Z. P. (1988) *Mathematical Modelling of Creep and Shrinkage of Concrete*. John Wiley & Sons Ltd., Chichester, England
- [27] Fleischer, W. (1992) Einfluss des Zements auf Schwinden und Quellen von Beton. *Dissertation, Berichte aus dem Baustoffinstitut, Heft 1/1992, TH München*
- [28] Grube, H. (1991) Ursachen des Schwindens von Beton und Auswirkungen auf Betonbauteile. *Schriftenreihe der Zementindustrie, Heft 52/1991, Verein Deutscher Zementwerke e.V., Düsseldorf*
- [29] Persson, B. (1998) *Quasi-instantaneous and Long-term Deformations of High-Performance Concrete. Doctoral Dissertation, Report TVBM-1016, Lund University, Lund, Schweden*
- [30] DIN 1045-1:2008: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton; Teil 1; Bemessung und Konstruktion*
- [31] *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (2002) Erläuterungen zu DIN 1045-1. Heft 525, Beuth Verlag GmbH*
- [32] DIN EN 1992-1-1: 2011-01: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*
- [33] fib – International Federation for Structural Concrete (Hrsg.): *Code-type models for structural behaviour of concrete. Bulletin 70, 2013*
- [34] Brameshuber, W. (2015) *Elastizitätsmodul von Beton - Einflussgrößen, Vorhersage, Prüfungen und Erfahrungen aus der Praxis*. In: Müller, H. S.; Nolting, U.; Haist, M.; Kromer, M. (ed.): *11. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung : KIT Scientific Publishing, Karlsruhe*
- [35] Comité Euro-International du Béton (CEB) (1990) *Evaluation of the time dependent behaviour of concrete. CEB Bulletin d'Information, No. 199, Lausanne, Schweiz*
- [36] Budelmann, H. (1989) *Verhalten von Beton bei mäßig erhöhten Betriebstemperaturen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 404*
- [37] Müller, H. S. (1996) *Kennwerte des Kriechens von hochfestem Beton. Aus dem Massivbau und seinem Umfeld, Festschrift Josef Eibl, Hrsg.: H. K. Hilsdorf und G. Kobler*
- [38] Müller, H. S. (1986) *Zur Vorhersage des Kriechens von Konstruktionsbeton. Dissertation, Universität Karlsruhe, Karlsruhe*

[39] Comité Euro-International du Béton (CEB) (1993) Structural effects of time-dependent behaviour of concrete. CEB Bulletin d'Information, No. 215, Lausanne, Schweiz

[40] Bažant, Z. P. (1972) Prediction of concrete creep effects using age-adjusted effective modulus method. ACI Journal, Vol. 69

[41] DIN 4227: Spannbeton. Richtlinie für die Bemessung und Ausführung, Ausgabe Juni 1973; letzte Ausgabe: Juli 1988

[42] Bažant, Z. P., Baweja, S. (1999) Creep and Shrinkage Prediction Model for Analysis and Design of Concrete Structures: Model B3. ACI Special Publication: Creep and Shrinkage of Concrete. Hrsg.: Al-Manaseer, A.

[43] Müller, H. S., Pristl, M. (1993) Creep and shrinkage of concrete at variable ambient conditions. Creep and Shrinkage of Concrete, Proceedings of the 5th International RILEM Symposium on Creep and Shrinkage of Concrete (ConCreep 5), Hrsg.: Bažant, Z. P. und Carol I, E & FN Spon, London, S. 15-26

[44] Anders, I. (2012) Stoffgesetz zur Beschreibung des Kriech- und Relaxationsverhaltens junger normal- und hochfester Betone. Dissertation, Karlsruher Institut für Technologie, Karlsruhe

[45] Bažant, Z. P., Hubler, M. H., Qiang, Y. (2011) Pervasiveness of Excessive Segmental Bridge Deflections: Wake-Up Call for Creep. In: ACI Structural Journal, Vol. 108, No. 6, S. 766-774

[46] Troxell, G. E., Raphael, J. M., Davis, R. E. (1958) Long time creep and shrinkage tests of plain and reinforced concrete. In: ASTM Proceedings, S. 1101-1120

[47] Stöckl S. (1981) Versuche zum Einfluß der Belastungshöhe auf das Kriechen von Beton. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 324

[48] Kvitsel, V. (2010) Zur Vorhersage des Schwindens und Kriechens von normal- und hochfestem Konstruktionsleichtbeton mit Blähtongesteinskörnung. Dissertation, Karlsruher Institut für Technologie, Karlsruhe

[49] Trost, H. (1967) Auswirkungen des Superpositionsprinzips auf Kriech- und Relaxationsprobleme bei Beton und Spannbeton. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 10 und 11

[50] Comité Euro-International du Béton (CEB) (1993) CEB-FIP Model Code 1990. CEB Bulletin d'Information, No. 213/214, Lausanne, Schweiz

Autoren

Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller

Dr.-Ing. Michael Haist

Dr.-Ing. Vladislav Kvitsel

Dipl.-Ing. Raphael Breiner

Institut für Massivbau und Baustofftechnologie

Karlsruher Institut für Technologie (KIT)

Gotthard-Franz-Str. 3

76131 Karlsruhe

Früher oder später Zwang – Kann man die Rissbreiten dabei zielsicher begrenzen?

Frank Fingerloos

Zusammenfassung

Zwang entsteht bei der Behinderung von Bauteilverformungen, die durch Einwirkungen aus Temperaturänderungen, Kriechen, Schwinden, Setzungen usw. verursacht werden. Führt dies zu Zwangszugspannungen ist in Betonbauteilen mit Rissen zu rechnen, die zur Sicherstellung von Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit zu begrenzen sind. Dabei können verschiedene Nachweiskonzepte verfolgt werden. Entscheidend ist der Zeitpunkt der Rissentstehung, da die Materialeigenschaften des erhärtenden Betons zeitabhängig sind. In den Bemessungsnormen des Betonbaus wird seit Jahrzehnten für die Ermittlung der Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung vereinfacht auf empirisch abgeschätzte Risschnittgrößen abgestellt. Deutsche Tragwerksplaner gehen in vielen Fällen dabei nur vom Fall „früher Zwang“ infolge Abfließens der Hydratationswärme aus und nutzen unkritisch die pauschale (normative) Möglichkeit, hierfür 50 % der Norm-Betonzugfestigkeit nach 28 Tagen anzusetzen. Dabei wird nicht berücksichtigt, wie sich die Zemente und die Betontechnologie in den letzten Jahren entwickelt haben und welche „frühen“ Betonzugfestigkeiten heute zu erwarten sind. Die Konsequenzen auf den Bauablauf werden oft unterschätzt. Eine zielsichere Rissbreitenbegrenzung ist so schwierig. Auf den Aspekt der 50 %-Annahme wird im Folgenden besonders eingegangen.

1 Einführung: Zwang und Konzepte für den Rissbreitennachweis

Indirekte Einwirkungen aus Temperaturänderungen, Kriechen, Schwinden und Setzungen verursachen im Tragwerk bzw. im Bauteil primär Verformungen. Werden diese Verformungen z. B. infolge einer statisch unbestimmten Lagerung oder durch angeschlossene Bauteile behindert, entsteht entsprechend dem Behinderungsgrad und der Bauteilsteifigkeit ein Zwang. In der Praxis übliche Bezeichnungen und Definitionen für Zwangsarten sind in Tabelle 1 zusammengefasst (nach Meier [1]).

Die Auswirkungen der behinderten Verformungen sind Zwangsschnittgrößen im Bauteil. Führen diese zu Zwangszugspannungen ist in Betonbauteilen mit Rissen zu rechnen, die zur Sicherstellung von Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit möglichst zielsicher zu begrenzen sind.

Dabei können verschiedene Konzepte verfolgt werden: Die Festlegung von rissbreitenbegrenzender Bewehrung kann auf die Risschnittgrößen oder auf realistisch abgeschätzte Zwangsschnittgrößen oder auf verformungskompatible Modelle der Rissverteilung abgestellt werden. Maßgebend ist der Zeitpunkt der Rissentstehung, da die Materialeigenschaften des erhärtenden Betons sowohl auf der Einwirkungs- als auch auf der Widerstandsseite zeitabhängig sind.

In den Bemessungsnormen des Betonbaus (z. B. DIN 1045 [2], DIN 1045-1 [3], [4], Eurocode 2 [5], [6], [7]) wird seit Jahrzehnten für die Ermittlung der Mindestbewehrung vereinfacht von empirisch abgeschätzten Risschnittgrößen ausgegangen. Dabei soll die Bewehrung die Betonzugspannungen aufnehmen, die unmittelbar vor der Rissentstehung in der vorher ungerissenen Betonzugzone A_{ct} entstanden sind:

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} \quad (1)$$

Dabei sind $(A_{s,min} \cdot \sigma_s)$ die durch Mindestbewehrung aufzunehmende Zugkraft mit einer von der geplanten Rissbreite abhängigen ausnutzbaren Stahlspannung und $(k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct})$ die Risschnittgröße als Zugkraft für den Primärriss als oberer Grenzwert für Zwang (Erläuterung der Symbole siehe EC2 [5], [6]). Der Erfolg dieses Nachweiskonzepts „Widerstand (Bewehrung) = Einwirkung (Risskraft)“ ist auf seine Einfachheit und Nachvollziehbarkeit zurückzuführen. Es funktioniert auch hinsichtlich Wirtschaftlichkeit und Einbaubarkeit der Bewehrung für dünne Bauteile mit überwiegender Primärrissbildung bei moderaten Rissbreitenanforderungen gut.

Mit zunehmender Dicke der nachzuweisenden Bauteile kann die nach Gleichung (1) ermittelte Bewehrungsmenge sehr weit auf der sicheren (unwirtschaftlichen) Seite liegen, weil sich die Rissme-

chanik dicker von der dünner Bauteile unterscheidet. In den Bemessungsnormen des Betonbaus wurde daher seit 2008 [4] die Möglichkeit eröffnet, die Mindestbewehrung wegen der zunehmenden Sekundärrissbildung auf die Risszugkraft in der wirksamen Betonrandzone bei zentrischem Zwang auszulegen:

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff} \quad (2)$$

Dabei ist $A_{c,eff}$ nur noch der effektive Wirkungsbereich der Bewehrung am Bauteilrand.

Eine weitere normative Möglichkeit besteht darin, die Mindestbewehrung zu vermindern, wenn die Zwangsschnittgröße die Risschnittgröße sicher nicht erreicht. In diesen Fällen darf die Mindestbewehrung durch eine Bemessung des Querschnitts für die nachgewiesene Zwangsschnittgröße $F_{ct,Zwang}$ unter Berücksichtigung der Anforderungen an die Rissbreitenbegrenzung ermittelt werden:

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = F_{ct,Zwang} \quad (3)$$

Die nachzuweisende Zwangsschnittgröße hängt wiederum von realistischen Annahmen zu den Verformungen und Dehnungen aus den indirekten Einwirkungen und zum erhärtungs- bzw. reifeabhängigen E-Modul $E_c(t)$ und von der zutreffenden Modellierung der oft auch steifigkeitsabhängigen verformungsbehindernden Festhaltungen ab.

Da die normativen Nachweismöglichkeiten über Riss- und Zwangsschnittgrößen insbesondere bei sehr dicken Bauteilen (Bauteildicken größer etwa 2,0 m) oft immer noch zu unbefriedigenden Bemessungsergebnissen führen, kommen alternative Nachweismodelle infrage. Hierzu wurde z. B. von Bödefeld et al. [8] ein mechanisch konsistentes Bemessungsmodell unter Beachtung der Verformungskompatibilität entwickelt, d. h. die durch den Zwang behinderten Verformungen werden durch Rissbildung und Dehnungen im Beton kompensiert. Dieses Modell berücksichtigt zeitabhängig das Gleichgewicht aus Verformungseinwirkung ε_0 und Antwort des Bauteils in Form von tatsächlicher behinderungsgradabhängiger Längenänderung ε_{beh} und Zwangsspannung σ_{beh} . Hierzu wurden ein pragmatisches Materialmodell mit konsistenter Berücksichtigung der viskoelastischen Effekte und Ingenieurmodelle für die Lage der Primärrisse von Schlicke [9] entwickelt. Zusammen mit der Zwangsbeanspruchung ist damit die Verformungseinwirkung in einem Primärriss bekannt. Die Bewehrung an der Bauteiloberfläche erzeugt weitere Sekundärrisse. Den Zusammenhang von Primärrissbreite, erforderlicher Anzahl der Sekundärrisse zur Einhaltung der zulässigen Rissbreite und dazugehöriger Bewehrung gibt Bödefeld in [10] an. Dieses Bemessungsmodell unter Beachtung der Verformungskompatibilität hat im BAW-Merkblatt [11] Eingang gefunden und wird für die Rissbreitenbegrenzung in massigen Bauteilen ($h > 0,80$ m) von Wasserbauwerken, wie z. B. Schleusen, seit mehreren Jahren erfolgreich angewendet.

Tab. 1: Begriffsdefinitionen für Zwang (nach [1])

Zwang	Beschreibung
früher	in der frühen Phase der Festigkeitsentwicklung des Beton (z. B. infolge Abfließens der Hydratationswärme)
später	ab Erreichen der 28-Tage Normfestigkeit
innerer	aus Verformungsbehinderung bei indirekten Einwirkungen im Bauteil selbst (z. B. Temperatur, Schwinden, Kriechen)
äußerer	aus Verformungsbehinderung bei indirekten Einwirkungen von außen (z. B. Setzungen)
direkter	Ursache und Wirkung am selben Bauteil (z. B. Hydratationswärme, Kriechen, Schwinden)
in-direkter	Ursache und Wirkung an verschiedenen Bauteilen (z. B. Stützensenkung)
voller	aus Verformungsbehinderung bei starrer Lagerung (z. B. Festhaltung durch steife Wandscheiben)
teilweiser	aus Verformungsbehinderung bei elastischer Lagerung (z. B. Festhaltung durch biegeeweiche Bauteile)

2 Früher oder später Zwang?

Zwang in frühem Betonalter (früher Zwang) wird deshalb unterschieden, weil in der Erhärtungsphase des Betons die frühe Betonzugfestigkeit (und der frühe Beton-E-Modul) noch relativ gering sind. Die Zwangskräfte, die nötig sind, den Betonquerschnitt zum Reißen zu bringen, sind dementsprechend auch relativ gering.

Im Verlauf der Zeit erhärtet der Beton weiter und erreicht in der Vorstellung der meisten Tragwerksplaner 28 Tage nach dem Betonieren die mittleren Normwerte seiner Betondruck- und Betonzugfestigkeit sowie des E-Moduls. Dabei handelt es sich jedoch „nur“ um Laborwerte von eigens angefertigten und speziell gelagerten Prüfkörpern. Praktisch kein reales Bauwerk weist den Prüfkörpern vergleichbare Erhärtungs- und Einbaubedingungen auf, sodass die

tatsächlich zum Zeitpunkt der Entstehung der Zwangsschnittgrößen und etwaigen Risse vorhandenen Betoneigenschaften mehr oder weniger deutlich von diesen Annahmen abweichen.

Bei Zwang im späten Betonalter (später Zwang) sind zur Erzeugung von Rissen entsprechend größere Zwangskräfte erforderlich bzw. vorhanden. Ein möglicher später Zwang kann dadurch erzeugt werden, dass ein Bauteil gegenüber seiner ursprünglichen Erhärtungstemperatur, z. B. bei Außenluftzugang im Winter abgekühlt wird.

Die Festlegung, ob eine Bemessung auf frühen Zwang ausreichend ist oder ob in einem späten Bauteilalter noch Zwangsbeanspruchungen auftreten können, muss zunächst vom Tragwerksplaner verantwortlich getroffen werden (idealerweise schon in der Entwurfsphase). Sie ist wichtiger Bestandteil der Tragwerksplanung und dementsprechend zu dokumentieren. Das heißt, dass sowohl in der statischen Berechnung als auch in der Ausschreibung alle wesentlichen, vom Tragwerksplaner getroffenen Annahmen wie z. B. auch die angesetzte Betonzugfestigkeit, die Zwangsart (früh oder spät) und die dafür vorausgesetzten Randbedingungen (auch während der Bauzeit) deutlich beschrieben werden. Welche Randbedingungen vorliegen bzw. sichergestellt werden sollen, damit die Annahme des frühen Zwangs tatsächlich gerechtfertigt ist, liegt in der Verantwortung des Tragwerksplaners (vgl. auch [1]).

Erfahrungsgemäß sind bei gutachterlich begleiteten Mängeldiskussionen bei ausgeführten Bauwerken über entstandene unplanmäßig große Rissbreiten immer mehrere Ursachen in der Planung und/oder Bauausführung festzustellen. Eine der häufigen Ursachen ist jedoch, dass die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite pauschal nur auf frühen Zwang mit $0,50 f_{ctm}$ ausgelegt wurde und tatsächlich zu einem späteren Zeitpunkt doch noch übersehene oder unplanmäßige Einwirkungen zu spätem Zwang führten, dessen erhöhte Risschnittgrößen von der dann unterdimensionierten und damit höher beanspruchten Bewehrung nur noch mit wenigen Rissen und dafür größeren Rissbreiten aufgenommen werden konnten.

3 Annahme der Betonzugfestigkeit bei frühem Zwang

Im Folgenden wird davon ausgegangen, dass der Tragwerksplaner (berechtigterweise) nur von frühem Zwang infolge Abfließens der Hydratationswärme ausgegangen ist. Dann werden zunehmend in Ausschreibungen und auf Ausführungsplänen von ihm Angaben bezüglich der Betonzugfestigkeit gemacht. Meist ist sinngemäß folgender Hinweis auf den Plänen zu finden:

Bei der Begrenzung der Rissbreite für dieses Bauteil wurde ein Beton angenommen, dessen Betonzugfestigkeit $f_{ct,eff}$ nach 5 Tagen höchstens 50 % der mittleren Zugfestigkeit f_{ctm} erreicht ($\max f_{ct,eff,5d} = 0,5f_{ctm,28d}$). Dies ist bei der Festlegung des Betons und der Bauausführung zu berücksichtigen.

Was bedeutet das? Wie werden die damit verbundenen Anforderungen erfüllt? Welche Probleme stellen sich für Bauunternehmen und Betonhersteller? Ist diese durch die Bemessungsnormen abgedeckte Annahme heute noch zeitgemäß [12]?

Infolge der Weitergabe dieses Hinweises durch die Tragwerksplaner haben sich sowohl Betonhersteller als auch ausführende Unternehmen ausführlicher mit der Frage der entsprechend geeigneten Betonzusammensetzung auseinandergesetzt. Es hat sich herausgestellt, dass diese pauschale 50 %-Abminderung mit Blick auf die Entwicklung der Betontechnologie der letzten Jahre nicht mehr Stand der Technik ist und somit auch nicht mehr ohne Weiteres Normeninhalt sein sollte (vgl. [13]).

Der Hinweis „ $f_{ct,eff,5d} = 0,5f_{ctm,28d}$ “ bedeutet, dass der Tragwerksplaner bei der Rissbreitenbegrenzung für frühen Zwang rechnerisch eine 50%-ige Abminderung des Normwertes der mittleren Betonzugfestigkeit f_{ctm} nach 28 Tagen angenommen hat (Beispiele vgl. Tab. 2).

Tab. 2: Rechnerische Normwerte für Betonzugfestigkeiten (Beispiele, Laborbedingungen) [N/mm²]

$f_{ct,eff}$	C20 /25	C25 /30	C30 /37	C35 /45	C40 /50	C45 /55
$f_{ctm,28d}$	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8
$0,5f_{ctm,28d}$	1,1	1,3	1,45	1,6	1,75	1,9

Diese Annahme führt zu einer gegenüber dem Fall „später Zwang“ mit f_{ctm} etwa auf 70 % reduzierten Mindestbewehrungsmenge (vgl. Tabelle 4) und hat sich daher unabhängig vom tatsächlichen Risszeitpunkt schnell als „üblich“ in der Tragwerksplanung für eine wirtschaftliche Rissbreitenbegrenzung durchgesetzt.

Für bauausführende Unternehmen besteht jedoch das Problem darin, dass bei dieser Annahme häufig die Konsequenzen für die Bauausführung vernachlässigt werden. Diese sind jedoch meist gravierend, so dass der vermeintliche wirtschaftliche Vorteil durch Stahleinsparung durch erhöhten Aufwand in der Bauausführung (Nachbehandlung, Ausschalen, Temperieren) und höhere Stoffkosten oder regionale Lieferschwierigkeiten für eine bestimmte Betonzusammensetzung (i. d. R. Betone mit langsamer Festigkeitsentwicklung) schnell aufgezehrt werden kann.

4 Hinweispflicht der Tragwerksplaner bei Annahme abgeminderter Betonzugfestigkeit?

Seit der Einführung der DIN 1045:1988-07 [2] wird die rechnerische Ermittlung der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite direkt auf die Betonzugfestigkeit (d. h. die Risschnittgröße) abgestellt.

Damals wurde erstmalig die Möglichkeit eingeräumt, bei frühem Zwang aus Abfließen der Hydrationswärme die wirksame Betonzugfestigkeit „ohne genaueren Nachweis im Regelfall“ mit 50 % der mittleren Betonzugfestigkeit im Endzustand anzusetzen. Diese stark vereinfachte 50 %-Normregelung wurde von Schießl im DAfStb-Heft 400 (1989) [14] nach Zementsorte (Erhärtungsgeschwindigkeit) und Bauteildicke bei Umgebungstemperaturen von 15 °C bis 25 °C mit Abminderungen auf 40 % bis 70 % der 28-Tage-Zugfestigkeit weitergehend differenziert. Diese differenzierteren Abminderungsbeiwerte ($k_{z,t}$ von 0,4 bis 0,7) wurden auch von Meyer in seine bekannten Diagramm-Bücher [15], [16] übernommen, u. a. mit der Aussage, dass es sich bei „Zwang aus Hydrationswärme um den wichtigsten Lastfall handelt“.

Der zulässige 50 %-Ansatz der wirksamen Betonzugfestigkeit bei frühem Zwang aus Abfließen der Hydrationswärme wurde auch in die erste Ausgabe der DIN 1045-1:2001-07 [3] aufgenommen, wobei klargestellt wurde, dass dabei die Rissbildung in den ersten 3 bis 5 Tagen nach dem Betonieren in Abhängigkeit von den Umweltbedingungen, der Form des Bauteils und der Art der Schalung entstehen kann.

Dass die frühe Betonzugfestigkeit nur einen bestimmten Anteil (z. B. 50 %) des Normwertes nach 28 Tagen betragen darf, um eine reduzierte rissbreitenbegrenzende Mindestbewehrung zu rechtfertigen, war bzw. ist auf den Baustellen und in den Betonwerken weitgehend unbekannt. Daher wurde in der 2. Berichtigung der DIN 1045-1/Ber 2:2005-06 [17] eingeführt, dass im Falle der 50 %-Annahme für die frühe Betonzugfestigkeit dies vom Tragwerksplaner durch Hinweis in der Baubeschreibung und auf den Ausführungsplänen dem Bauausführenden rechtzeitig mitzuteilen ist, damit bei der Festlegung des Betons eine entsprechende Anforderung aufgenommen werden kann. Diese Ergänzung fand dann auch Eingang in die zweite Ausgabe der DIN 1045-1:2008-08 [4] mit der ergänzenden Fußnote, dass Hinweise zur Festlegung des Betons z. B. dem DBV-Merkblatt „Rissbildung“ [18] zu entnehmen sind. Inhaltlich identisch ist die Hinweispflicht des Tragwerksplaners zur 50 %-Abminderung in den Ausführungsunterlagen auch im aktuellen Nationalen Anhang zu EC2-1-1 [6] enthalten. Gemäß NA zum EC2-2 „Betonbrücken“ [7] wird stattdessen die Festlegung einer entsprechenden Festigkeitsentwicklung

des Betons auf den Ausführungsplänen des Tragwerksplaners verlangt (gemäß [18]).

Das hauptsächlich beabsichtigte Ziel der 2005 explizit in die Norm aufgenommenen Hinweispflicht der Tragwerksplaner auf den Ausführungsunterlagen bzw. der Bau- und Leistungsbeschreibung bestand also darin, die Sensibilität der Tragwerksplaner in Bezug auf die von ihnen regelmäßig vorgenommene Abminderung der frühen Betonzugfestigkeit zu erhöhen und insbesondere die **Kommunikation** mit dem für die Umsetzung der Planerannahmen verantwortlichen Betonhersteller und dem Bauausführenden in Bezug auf die konkrete Umsetzbarkeit zu befördern.

5 Welche frühe Betonzugfestigkeit ist zu erwarten?

In den DAfStb-Heften 600 [19] bzw. 525 [20] wurde in Anlehnung an das DBV-Merkblatt [18] mit Blick auf den Tragwerksplaner schon erläutert, dass es bei Festigkeitsklassen $\geq C30/37$ jedoch nicht zielsicher möglich ist, die Festigkeitsentwicklung des Betons ausreichend zu verzögern, um diese geringe Betonzugfestigkeit ($0,5f_{ctm}$) während des Abfließens der Hydrationswärme einzuhalten.

Solche Anforderungen werden von den regional angebotenen Betonsorten insbesondere wegen der heutzutage üblicherweise verwendeten Zemente (z. B. mit höheren Festigkeitsklassen) praktisch nicht mehr erfüllt. Insbesondere infolge der seit 2001 erhöhten Dauerhaftigkeitsanforderungen (maximale Wasserzementwerte und Mindestzementgehalte nach DIN 1045-2 [21]) zu den vom Planer gewählten Expositionsklassen weisen die heute erhältlichen Betone gegenüber den vor einigen Jahren verwendeten tendenziell höhere Frühfestigkeiten auf.

Langsam oder sehr langsam erhärtende Betone mit 28-Tage Endfestigkeiten sind jedoch de facto in vielen Regionen nicht mehr am Markt verfügbar. Sie werden praktisch nur noch bei massigen Bauteilen nach der DAfStb-Richtlinie „Massige Bauteile aus Beton“ [22] (mit $h > 0,80$ m) und in der Regel unter gesonderter Vereinbarung des Nachweises der Betondruckfestigkeit mit einem späteren Prüfalter von 56 oder 91 Tagen verwendet.

Auch im Nationalen Anhang zum EC2-2 Betonbrücken [7] wurde daher nochmals hervorgehoben, dass bei Beton der Festigkeitsklasse $\geq C30/37$ der Zeitpunkt zum Nachweis der Festigkeitsklasse auf einen späteren Zeitpunkt (z. B. 56 Tage) vereinbart werden darf.

Im EC2-1-1 [5] wird die zeitabhängige Entwicklung der Betonfestigkeit über einen Beiwert $\beta_{cc}(t)$ nach Gl. (3.2) bzw. (3.4) [5] abhängig vom Betonalter t ausgedrückt. Für den hier interessierenden Erhärtungszeitraum bis zu $t \leq 28$ Tagen ist demnach die relative Festigkeitsentwicklung für die Betondruck-

und Betonzugfestigkeit (f_{cm} und f_{ctm}) rechnerisch gleich:

$$\beta_{cc}(t) = f_{cm}(t) / f_{cm}(28 \text{ d}) = f_{ctm}(t) / f_{ctm}(28 \text{ d}) \quad (4)$$

Tatsächlich entwickelt sich die frühe Betonzugfestigkeit jedoch schneller als die Betondruckfestigkeit (Beispiel in Abbildung 1). Die unterschiedlich schnelle Entwicklung der Betoneigenschaften E-Modul, Zugfestigkeit und Druckfestigkeit abhängig vom Reaktionsgrad sind in Abbildung 2 dargestellt.

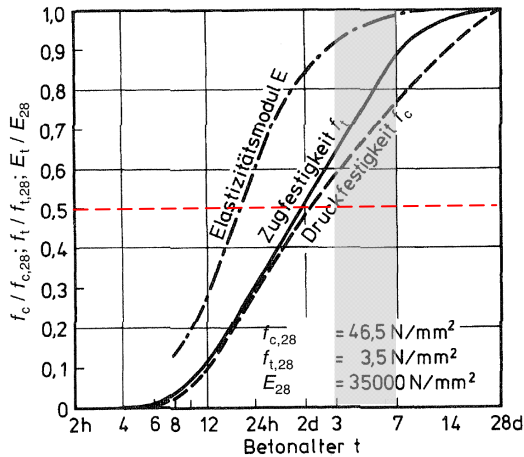


Abb. 1. Typische Verhältnisse der frühen Betondruck- und Betonzugfestigkeit sowie des E-Moduls (aus Gröbl et al. [23], Beton mit 350 kg/m^3 CEM I 32,5 R, w/z = 0,55 bei 20°C , Schutz gegen Feuchtigkeitsabgabe)

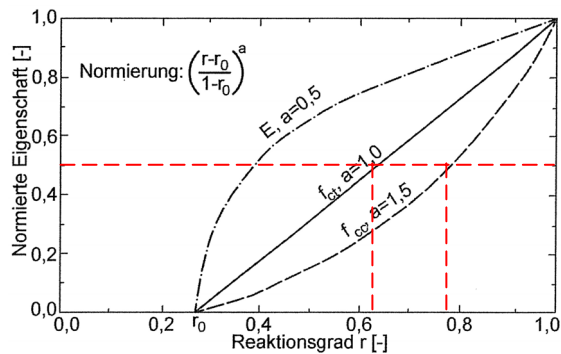
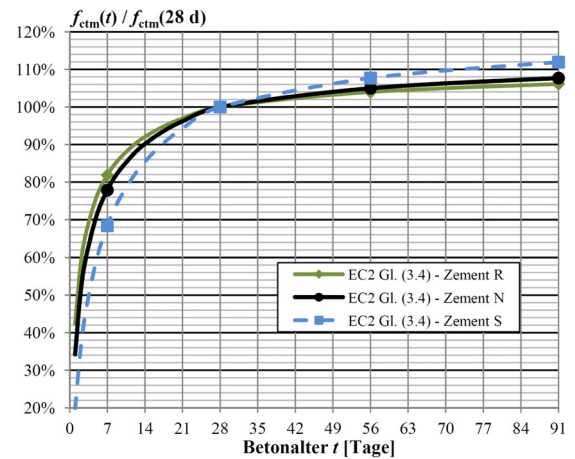


Abb. 2. Frühe mechanische Eigenschaften als Funktion des Reaktionsgrads (Reinhardt [24])

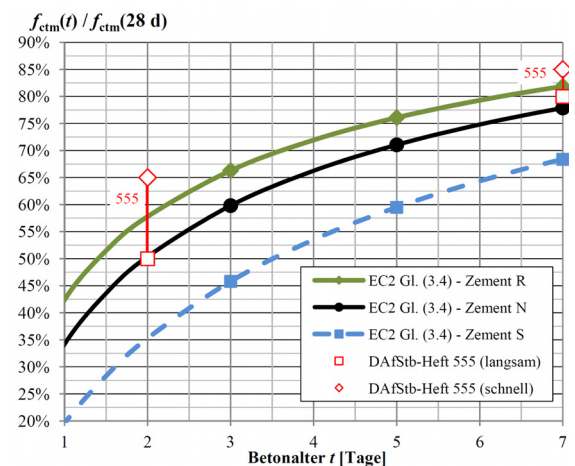
Abbildung 3 zeigt die **theoretische** relative Festigkeitsentwicklung nach Eurocode 2 [5] für Betonfestigkeitsklassen bis maximal C50/60 unter Laborbedingungen bei Temperaturen von 20°C . In Abbildung 3 b) sind auch die im DAfStb-Heft 555 [25] prognostizierten Näherungswerte für die Zugfestigkeitsentwicklung mit aufgenommen. Diese sind für langsam (S) bzw. schnell (R) erhärtende Zemente im Alter von 2 Tagen zu $f_{ct}(2 \text{ d}) \approx 0,50 \div 0,65 f_{ct}(28 \text{ d})$, im Alter von 7 Tagen mit $f_{ct}(7 \text{ d}) \approx 0,80 \div 0,85 f_{ct}(28 \text{ d})$ anzunehmen. Diese Werte entsprechen i. M. etwa

der Kurve für Zement R nach EC2 [5], Gleichung (3.4).

Diese auf der Basis von Laborwerten bei 20°C abgeschätzten Festigkeitsverhältnisse können bei sommerlichen Temperaturen näherungsweise auch mit den Werten auf der Baustelle korrespondieren. Bei winterlichen Temperaturen wird die Festigkeitsentwicklung des Betons verzögert und die Temperaturentwicklung infolge Hydratationswärme verringert. Richtwerte für die Festigkeitsentwicklung von Beton bei nur $+5^\circ\text{C}$ -Lagerungstemperatur werden von Müller et. al [26] angegeben. Diese können für eine Abschätzung einer reduzierten rechnerischen frühen Betonzugfestigkeit bei kühleren Bauteiltemperaturen interessant sein. In Tabelle 3 sind die Richtwerte für die 3- und 7-Tage-Festigkeit enthalten.



a) spätes Betonalter bis 91 Tage



b) frühes Betonalter bis 7 Tage

Abb. 3. EC2-Annahmen für das Verhältnis der Betonzugfestigkeit $f_{ctm}(t)$ für Betone $\leq \text{C50/60}$ zum 28-Tage-Wert $f_{ctm}(28 \text{ d})$ unter Laborbedingungen

Tab. 3: Richtwerte mit verschiedenen Zementen für $f_c(t)/f_c(28\text{ d})$ bei Lagerungstemperatur +5 °C (in % der Werte bei 20 °C) aus Müller et al. [26]

Zement	Klasse	3 Tage	7 Tage
52,5N; 42,5R	R	60...75	75...90
42,5N; 32,5R	N	45...60	60...75
32,5N	S	30...45	45...60

6 Betonhersteller und Verwender

Aus Sicht der Transportbetonindustrie ist es für die Betonlieferanten sinnvoll, bei Ausschreibungen mit dem im Abschnitt 3 genannten Hinweis der Tragwerksplaner nur Beton auszuwählen, bei dessen Herstellung ein Zementtyp 32,5 N (Klasse S) verwendet wird und bei dem der Druckfestigkeitsnachweis nach 91 Tagen erfolgt (mit $r \leq 0,30$, vgl. BTB-Praxis-Tipp (2013) [27]). Auch hier gilt, dass in vielen Lieferwerken CEM 32,5 N nicht mehr immer vorgehalten wird. Wenn von Transportbetonwerken langsam und sehr langsam erhärtende Betone mit Nachweisen der Betondruckfestigkeit später als 28 Tagen angeboten werden, ist bei Verwendung solcher Betone eine besondere Vereinbarung erforderlich. Dabei sind die Vorgaben der M-LTB, Teil I [28], Anlage 2.3/1 zur Anwendung eines von 28 Tage abweichenden Prüfalters zu beachten.

Für die Auswahl einer geeigneten Betonsorte kann in Bezug auf die Begrenzung der Betonzugfestigkeit ersatzweise weiterhin auf die Druckfestigkeitsentwicklung abgestellt werden. Das ist mit Blick auf die Streuungen der Festigkeitswerte und die sonstigen teilweise groben Annahmen im Rechenmodell ausreichend genau. Ein expliziter Nachweis der Betonzugfestigkeit nach 3 oder 5 Tagen ist jedenfalls nicht notwendig und sollte durch den o. g. Normhinweis auch nicht gefordert werden.

7 Fazit

Dem Bauherrn, der an einer beabsichtigten Bewehrungseinsparung ein wirtschaftliches Interesse hat, sollte das erhöhte Risiko, das mit der normgemäß derzeit noch erlaubten pauschalen 50%-Annahme für die frühe Betonzugfestigkeit für nur „frühen Zwang“ verbunden ist, nämlich etwaige unplanmäßige größere Rissbreiten, bewusst gemacht werden, damit er es auch mittragen kann. Dies ist Aufgabe des beratenden Tragwerksplaners. In vielen Fällen kann nämlich **nicht** sicher ausgeschlossen werden, dass auch nach dem Abfließen der Hydratationswärme zu einem späteren Zeitpunkt bei entsprechender Verformungsbehinderung Zwangskräfte im

Bauteil entstehen, die zu Rissen führen können („später Zwang“).

In der Konsequenz sollten unabhängig von der Annahme „frühen“ oder „späten Zwangs“ Eventualpositionen im Leistungsverzeichnis für das nachträgliche geregelte Schließen von Rissen mit unplanmäßigen Breiten vorgesehen werden (analog der DAfStb-WU-Richtlinie [29], dort auch für alle Entwurfsgrundsätze gefordert). Das kann späteren Streit vermeiden.

Wenn die Annahme der Rissbildung nur infolge „frühen Zwangs“ nach sorgfältiger Abwägung beibehalten wird und keine genaueren Angaben über die Festigkeitsentwicklung des Betons vorliegen, sollte vom Tragwerksplaner ein heutzutage üblicher Beton mit **mittlerer** Festigkeitsentwicklung (statt langsamer oder sehr langsamer) angenommen werden.

Berücksichtigt man noch die gegenüber der Druckfestigkeit schnellere frühe Zugfestigkeitsentwicklung können als rechnerische Anhaltswerte für die frühe Betonzugfestigkeit $f_{ct,eff} = f_{ctm}(t)$

- nach 3 Tagen ca. 65 %,
- nach 5 Tagen ca. 75 % und
- nach 7 Tagen ca. 85 %

der 28-Tage Zugfestigkeit f_{ctm} für „übliche“ Betone mit mittlerer Festigkeitsentwicklung empfohlen werden (etwa obere Kurve Zement R in Abbildung 3 b). Die Konsequenzen auf die Mindestbewehrungsmenge sind Tabelle 4 zu entnehmen. Je dicker die Bauteile, umso länger dauert das Abfließen der Hydratationswärme (vereinfacht: $h \leq 0,30\text{ m} \approx 3\text{ Tage}$ und $h > 0,80\text{ m} \approx 7\text{ Tage}$ und länger). Außen- und Frischbetontemperaturen sowie die Verweildauer in der Schalung beeinflussen den Hydratations- und Erhärtungsverlauf ebenfalls.

Tab. 4: Vergleich der Mindestbewehrungsmenge $A_{s,min}$ abhängig von $f_{ct,eff}$

$f_{ct,eff}$ von f_{ctm}	$A_{s,min}$
$1,0f_{ctm}$	100 %
$0,85f_{ctm}$	92 %
$0,75f_{ctm}$	87 %
$0,65f_{ctm}$	81 %
$0,50f_{ctm}$	71 %

Die Informationen des Tragwerksplaners über seine Annahmen in der Ausschreibung bzw. in bautechnischen Unterlagen an die ausführenden Bauunternehmen sind weiterhin erforderlich. Sie sollten jedoch in allgemeinerer Form nur auf die Annahme des „frühen“ oder „späten Zwangs“ und nur auf die vorausgesetzte (in der Regel mittlere) Festigkeitsentwicklung des Betons hinweisen. Wichtig ist nach wie vor, dass die Annahmen des Tragwerksplaners für das Bauunternehmen als Bieter in der Ausschrei-

bung klar erkennbar mitgeteilt und die betroffenen Bauteile explizit in der Ausschreibung erwähnt werden.

Eine optimale Lösung ist durch möglichst frühzeitige Kommunikation mit allen am Bau Beteiligten zu erreichen. Bei entsprechendem Vorlauf und Abstimmung geeigneter betontechnologischer und ausführungstechnischer Maßnahmen sind dann auch weiterhin deutlich reduzierte Ansätze zur frühen Betonzugfestigkeit (z. B. $0,5f_{ctm}$) oder zu einer nachgewiesenen reduzierten Zwangsschnittgröße möglich, die eine wirtschaftlichere Rissbreitenbegrenzung rechtfertigen.

Für sehr dicke Bauteile wird das auf Risschnittgrößen und $f_{ct,eff}$ basierende Rissbreitenkonzept immer unwirtschaftlicher. Daher wurde z. B. speziell für die Massivbauwerke im Wasserbau ein alternatives auf die Verformungskompatibilität abgestelltes Nachweiskonzept entwickelt (vgl. [8]-[11]).

8 Literatur

- [1] Meier, A. (2012 und 2015) Der späte Zwang als unterschätzter – aber maßgebender – Lastfall für die Bemessung. In: Beton- und Stahlbetonbau 107 (2012), Heft 4, S. 216-224 und Fortsetzung Teil 2: Hinweise für Tragwerksplaner. In Beton- und Stahlbetonbau 110 (2015), Heft 3.
- [2] DIN 1045 (1988-07) Beton- und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung.
- [3] DIN 1045-1 (2001-07) Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion.
- [4] DIN 1045-1 (2008-08) Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion.
- [5] Eurocode 2: DIN EN 1992-1-1 (2011-01) Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.
- [6] Eurocode 2: DIN EN 1992-1-1/NA (2013-04) Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.
- [7] Eurocode 2: DIN EN 1992-2/NA (2013-04) Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln.
- [8] Bödefeld, J.; Ehmann, R.; Schlicke, D.; Tue, N. V. (2012) Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten in Stahlbetonbauteilen infolge des Hydratationsprozesses. In: Beton- und Stahlbetonbau 107 (2012), Heft 1, S. 32-37 und Heft 2, S. 79-85.
- [9] Schlicke, D. (2014) Mindestbewehrung für zwangbeanspruchten Beton – Festlegung unter Berücksichtigung der erhärtungsbedingten Spannungsgeschichte und der Bauteilgeometrie. Dissertation TU Graz.
- [10] Bödefeld, J. (2010) Rissmechanik in dicken Stahlbetonbauteilen bei abfließender Hydratationswärme. Dissertation. Universität Leipzig.
- [11] BAW-Merkblatt (2011) Rissbreitenbegrenzung für frühen Zwang in massiven Wasserbauwerken. Hrsg: Bundesanstalt für Wasserbau. www.baw.de → Publikationen.
- [12] Fingerloos, F. (2014) Ansatz der wirksamen Betonzugfestigkeit bei frühem Zwang – Ist die Norm hier noch zeitgemäß? In: Tagungsband 18. Münchener Massivbauseminar, S. 27-37.
- [13] DBV (2014) Was hat die Festlegung „ $f_{ct,eff} \leq 0,5f_{ctm}$ “ mit Rissen in Betonbauteilen zu tun? – Welche Risiken und Verantwortlichkeiten folgen daraus für die am Bau Beteiligten. In: DBV-Rundschreiben 242, September 2014.
- [14] Schießl, P. (1989): Grundlagen der Neuregelung zur Beschränkung der Rißbreite. – In: DAfStb-Heft 400. Berlin: Beuth-Verlag, 1989.
- [15] Meyer, G. (1994) Rissbreitenbeschränkung nach DIN 1045 – Diagramme zur direkten Bemessung. Düsseldorf: Beton-Verlag, 2. Auflage.
- [16] Meyer, G., Meyer, R. (2007) Rissbreitenbeschränkung nach DIN 1045 – Diagramme zur direkten Bemessung. Düsseldorf: Verlag Bau+Technik, 3. überarbeitete Auflage 2007.
- [17] DIN 1045-1/Ber 2 (2005-06) Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Berichtigung 2.
- [18] DBV-Merkblatt (2006) Begrenzung der Rissbildung im Stahlbeton- und Spannbetonbau.
- [19] DAfStb- Heft 600 (2012) Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2). Berlin: Beuth Verlag.
- [20] DAfStb- Heft 525 (2010) Erläuterungen zu DIN 1045-1. Berlin: Beuth Verlag 2. Auflage.
- [21] DIN 1045-2 (2008-08) Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1.

[22] DAfStb-Richtlinie (2010-04) Massige Bauteile aus Beton. Berlin: Beuth Verlag.

[23] Grübl, P.; Weigler, H.; Karl, S. (2001) Beton - Arten, Herstellung und Eigenschaften. Berlin: Ernst & Sohn 2. Auflage.

[24] Reinhardt, H.-W. (2010) Ingenieurbaustoffe. Berlin: Ernst & Sohn, 2. Auflage.

[25] DAfStb- Heft 555 (2006) Erläuterungen zur DAfStb-Richtlinie wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton. Berlin: Beuth Verlag.

[26] Müller, H.-S.; Reinhardt, H.-W.; Wiens, U. (2012) Beton. In: Betonkalender 2012/1, S. 303-458. Berlin: Ernst & Sohn.

[27] BTB Praxis-Tipp (2013) Betonauswahl bei begrenzter früher Betonzugfestigkeit. In: Transportbeton-Magazin TB-iNFO. Hrsg.: Bundesverband der Deutschen Transportbetonindustrie e.V., Ausgabe 53, 12/ 2013.

[28] Muster-Liste der Technischen Baubestimmungen (2013-02) - Teil I: Technische Regeln für die Planung, Bemessung und Konstruktion baulicher Anlagen und ihrer Teile. Hrsg: DIBt.

[29] DAfStb-Richtlinie (2003) Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (WU-Richtlinie) inklusive Berichtigung 1:2006-03. Berlin: Beuth Verlag.

Autor

Dr.-Ing. Frank Fingerloos

DEUTSCHER BETON- UND BAUTECHNIK-VEREIN E.V.
Bereich Bautechnik
Kurfürstenstrasse 129
D-10785 Berlin

Vermeidung der Fröhschwindrissbildung bei der Herstellung von Stahlbeton-Fahrbahnplatten für ein großflächiges Parkdeck

Stefan Röhling

Zusammenfassung

Um Fröhschwindrisse zu vermeiden, ist im Zeitraum zwischen Abbinden und Erstarren eine rechtzeitige und intensive Nachbehandlung erforderlich. Während nach dem Einbau und Verdichten des Frischbetons zum Schutz gegen Verdunstung in der Regel eine Abdeckung mit Folien erfolgt, entsteht in der Liegezeit nach der Bearbeitung der Betonoberflächen eine "Nachbehandlungslücke", die beispielsweise durch die Vernebelung von Wasser geschlossen werden kann. Die Messung des Kapillardrucks im Betongefüge ist eine vorteilhafte Maßnahme zur Beurteilung der Wirksamkeit von Nachbehandlungsmaßnahmen und zum frühzeitigen Erkennen einer entstehenden Rissgefahr.

1 Allgemeines

Immer wieder wird beobachtet, dass kurze Zeit nach dem Einbau des Frischbetons vor allem bei horizontalen, flächigen Bauteilen Rissbildungen auftreten, deren Ursachen als Fröhschwinden, plastisches Schwinden oder Kapillarschwinden bezeichnet werden. Diese ersten Risse werden oft nicht erkannt oder als unbedeutend und lediglich als Oberflächenrisse angesehen. Die Erfahrung zeigt jedoch, dass diese Fröhschwindrissbildung durchaus ein Bauteil geringerer Dicke durchtrennen und auch Anrisse für weitere Rissbildungen, z. B. infolge abfließender Hydratationswärme oder Trocknungsschwinden, darstellen oder Schwachstellen in der Betonstruktur bei Frosteinwirkung sein können.

Nachfolgend wird über die betontechnologischen Maßnahmen zur Vermeidung der Fröhschwindrissbildung für ein großflächiges Parkdeck und über die Erfahrungen bei der Ausführung der Betonarbeiten berichtet. An einer Musterfläche, die zur Entscheidung über konstruktive, logistische und technologische Fragen diente und an einzelnen Stahlbetonplatten während der Bauausführung wurden verschiedene Untersuchungen und Erprobungen zur Fröhrissbildung durchgeführt. Ein wichtiges Ergebnis war, dass Kapillardruckmessungen durchaus geeignet sind, die Rissgefahr in Abhängigkeit von der Zusammensetzung des Betons und den Umgebungsbedingungen zu beurteilen. Vor allem bei langsam erhärtenden Zementen und der Zugabe von Verzögerern wirkt sich die Verfolgung der Kapillardruckentwicklung sehr hilfreich aus.

2 Bauaufgabe und Bauablauf

In einem großen Einkaufszentrum waren in einem ersten Bauabschnitt etwa 11 000 m² Stahlbetonplatten für ein frei bewittertes Parkdeck mit angeschlossenen Parkhäusern herzustellen. Die Regelabmessungen der Stahlbetonplatten betragen 3,50 m x 3,50 m; die Dicke der Stahlbeton-Fahrbahnplatten lag bei 120 mm, bei Anpassungen an die Gefällesituation bis auf 180 mm ansteigend. Für die Wärmedämmung wurde ein extrudierter Hartschaum eingesetzt.

Ausgehend von den maßgebenden Expositionsklassen XC4, XD3, XF4 und XM2 wurde ein Beton C35/45 mit der Betonzusammensetzung $z = 360 \text{ kg/m}^3$ CEM I 42,5 N, $f = 40 \text{ kg/m}^3$ und $w/z = 0,45$ ($w = 170 \text{ l/m}^3$) konzipiert. Anstelle chemischer LP-Mittel wurden Mikrohohlkugeln (Air Solid) mit 30 kg/m^3 zugesetzt. Die übliche Reduzierung der nachzuweisenden Festigkeitsklasse auf C30/35 (LP) war dafür nicht gestattet. Auf das Aufsprühen von Nachbehandlungsmitteln wurde verzichtet, da Nachteile für die Wirksamkeit der abschließend mit Ashford Formula behandelten Oberfläche nicht ausgeschlossen werden konnten.

Die Ausführung der Betonarbeiten war ganzjährig vorgesehen, so dass der tägliche Ablauf an sehr unterschiedliche Witterungsbedingungen angepasst werden musste. Das Ausbreitmaß wurde mit einem Verflüssiger und die Verarbeitungsfrist über die Zugabe eines Erstarrungsverzögerers gesteuert.

Nach der Anlieferung und dem Einbau des Frischbetons schloss sich eine Wartezeit bis zur Oberflächenbearbeitung an, in der der Frischbeton

abgedeckt wurde. In dem folgenden Zeitfenster war nach der Ausführung der Textur der Oberfläche eine solche Schutzmaßnahme nicht möglich. Bis zur Standfestigkeit und Begehbarkeit der Stahlbetonplatten mussten deshalb anderweitige Maßnahmen ergriffen werden, um Frühschwindrisse zu vermeiden. Erprobungen dazu wurden an der bereits genannten Musterfläche und während der Bauausführung durchgeführt.

3 Ausbildung von Frühschwindrissen

An einzelnen Stahlbetonplatten, die zwar durch unterschiedliche Betonchargen, aber zeitlich und örtlich zusammenhängend ausgeführt worden waren, zeigten sich innerhalb des ersten Tages nach der Herstellung Frühschwindrisse. Die Ursachen konnten zunächst nicht eindeutig identifiziert werden, waren jedoch nicht mit dem Setzen des Frischbetons in Verbindung zu bringen und mussten zwangsläufig in einer Veränderung des Wasserhaushaltes im Gefüge und dem dadurch hervorgerufenen Schwinden gesehen werden.

Diese frühen Rissbildungen besaßen den bekannten typischen unregelmäßigen Verlauf. Hauptsächlich entstanden flächige Rissbilder mit netzartig angeordneten und sich verzweigenden Rissen, wie in Abbildung 1 dokumentiert. Der Vorgang und das Rissbild ähnelten, wie oft in der Fachliteratur beschrieben, dem Trocknen von tonig-schluffigem Boden. Wie an anderen Betonflächen beobachtet, sind die zuerst entstehenden Risse breiter und tiefer, später innerhalb der rissbegrenzten Felder feiner und nur in der Nähe der Oberfläche verlaufend. Außerdem traten Einzelrisse auf, deren Entstehen auch im plastischen Zustand des Gefüges der Wirkung von Behinderungen und dadurch verursachten Zwangskräften zugerechnet werden kann. Insofern war die Reibungsbehinderung durch das Auflager (z. B. Hartschaumdämmung) als mitwirkend bzw. rissauslösend anzusehen (Abbildung 2).

Die Rissbreiten infolge plastischen Schwindens können erfahrungsgemäß etwa 0,5 bis 2 mm betragen [1], kennzeichnend ist die mit der Tiefe schnell abnehmende Breite. Während für massige Bauteile eine begrenzte Tiefe von bis zu 10 cm angegeben wird [2], können bei Bauteilen geringerer Dicke auch Durchrisse entstehen [3], [19]. Angefertigte Bohrkerne aus den betroffenen Stahlbetonplatten zeigten die vorstehenden Charakteristika und dass die Stahlbetonplatten ohne Ausnahme durchtrennt worden waren.

Frühschwindrisse geringerer Breite sind nach dem Erhärten des Betons kaum sichtbar und können beispielsweise nur durch Besprühen mit Wasser festgestellt werden. Vernachlässigt werden dürfen diese Rissbildungen aber nicht, da die Anrisse durch spätere Zwangsspannungen aus Temperaturände-

rungen oder aus dem Trocknungsschwinden aufgeweitet werden können bzw. überhaupt den Anlass für eine spätere Trennrissbildung darstellen.

Wenn die Risse sehr frühzeitig erkannt werden, könnten diese durch eine Nachverdichtung geschlossen werden. Inwieweit damit die Trennung des Gefüges vollständig aufgehoben wird, kann nicht eindeutig ausgesagt werden. Diesen Fragen wurde nicht nachgegangen.



Abb. 1: Verästelte Frühschwindrisse in einer Stahlbeton-Fahrbahnplatte



Abb. 2: Einzelriss in der Fahrbahnplatte

4 Ursachen von Frühschwindbildungen

Nach dem Einbau und Verdichten des Frischbetons findet eine Sedimentation (Setzen) statt, die zum Aufsteigen von Wasser (Blutwasser) und zu einer dichteren Lagerung der Feststoffpartikel führt. Der Beton bleibt jedoch weiterhin leicht verformbar und ist nicht trittfest. Solange nur das an der Oberfläche abgesonderte Wasser verdunstet, findet kein Schwindvorgang statt. Wenn sich das nachströmende Blutwasser zunehmend verringert und schließlich der Flüssigkeitsfilm auf der Bauteiloberfläche abgetrocknet ist, aber weiteres Wasser durch Verdunstung aus dem Bauteil austritt, beginnt für den noch plastischen Beton ein kritischer Zustand. Diese Situation ist optisch gekennzeichnet durch eine mattfeuchte Bauteiloberfläche. Über der noch immer

wassergesättigten Randzone bildet sich zwischen den Feststoffpartikeln eine gekrümmte Wasseroberfläche mit Menisken in den Partikelzwischenräumen aus; ein Vorgang, der zu einem kapillaren Unterdruck mit daraus resultierender Verformung führt und dadurch eine Nachverdichtung des Gefüges hervorruft. Findet eine weitere Verdunstung statt, krümmen sich die Menisken in der Wasseroberfläche weiter und die Kapillarkräfte steigen an. Wenn ein Partikelzwischenraum schließlich nicht mehr von einem Meniskus überbrückt werden kann, dringt lokal Luft in das Gefüge ein, siehe Abschnitt 6.3.

Da dann an dieser Stelle die kapillaren Zugkräfte zwischen den benachbarten Partikeln fehlen, kommt es bei ausreichender Partikelbeweglichkeit zur Aufweitung der belüfteten Pore und möglicherweise zur Rissbildung. Derartige Risse können bereits im plastischen, noch verarbeitungsfähigen Zustand des Frischbetons und vor der Erstarrung auftreten [1], [14]. So lassen sich auch in inerten Feststoff-Wasser-Gemischen beobachtbare Kapillarschwindrisse erklären.

Demgegenüber wird im Ergebnis von Untersuchungen in [4] die Auffassung vertreten, dass im plastischen und verarbeitbaren Zustand des Betons die Fröhschwindverformungen ohne Rissbildungen kompensiert werden (Abb. 3., Bereich 1). Wenn der kritische Zustand kurz vor oder beim Abbinden auftritt, sind demzufolge noch keine Risse durch Fröhschwinden zu erwarten. Erst wenn der Beton eine gewisse Steifigkeit erreicht hat, können die Spannungen nicht mehr abgebaut werden und verursachen die Rissbildung, aber noch vor dem Erhärtungsbeginn (Abbildung 3, Bereich 2).

Nach der erstgenannten, ebenfalls auf Beobachtungen basierenden Schlussfolgerung können sich Risse aber bereits im Bereich 1 ausbilden.

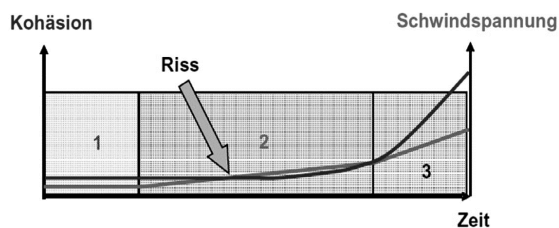


Abb. 3: Definition des kritischen Bereiches für die Bildung von Fröhschwindrissen (aus [4])

- 1 - plastischer Beton, noch verarbeitbar
- 2 - grüner Beton (dormante Periode); Erstarrung
- 3 - Erhärtung und Festigkeitsentwicklung
- 1 + 2 = Fröhschwinden
- 3 = Trocknungsschwinden

Sehr wahrscheinlich ist, dass die Gefahr der Fröhrissbildung in einem Zeitraum besteht, der vom

Verdichten des Frischbetons bis zum Erhärtungsbeginn reicht. Da es sich zeitlich um die sogenannte "Ruheperiode" (dormante Periode) in der Hydratation handelt, sind Effekte aus dem autogenen Schwinden auszuschließen, die auf die chemischen und physikalischen Vorgänge bei der Reaktion des Zementes zurückzuführen wären. Während dieser Periode findet aber parallellaufend eine Rekristallisation des unmittelbar nach dem Anmachen des Betons gebildeten Trisulfates mit der Bildung größerer Kristalle statt, die die Zwischenräume zwischen den Zementpartikeln überbrücken und starre Verbindungen herstellen. Diese ersten Reaktionen des Zementes mit Wasser haben ein Ansteifen zur Folge, das ständig zunimmt und schließlich das Erstarren bewirkt. Insofern muss auch ein Einfluss des Erstarrungsverlaufes auf die Fröhschwindrissbildung unterstellt werden. Die Schlussfolgerung ist, dass Betone aus langsam erhärtenden Zementen stärker rissgefährdet sind, wenn eine bestimmte Wassermenge kontinuierlich verdunsten kann.

Die Zusammensetzung des Betons hat nach [4] insofern eine Auswirkung, da beispielsweise ein geringes Zementleimvolumen durch das Gesteinskorngerüst so behindert wird, dass sich nur kleine Kapillarschwindwerte einstellen können.

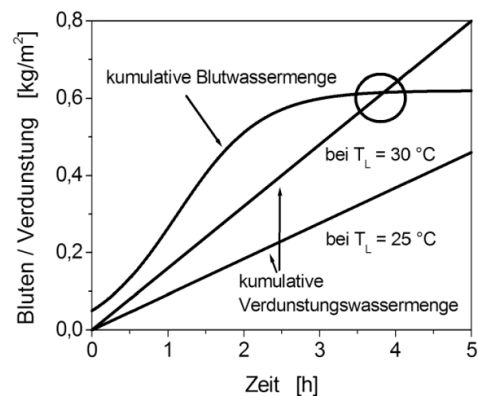


Abb. 4: Schematische Darstellung der Bilanz zwischen dem aufsteigenden Blutwasser und der verdunstenden Wassermenge sowie des Beginns des risskritischen Zustandes im Bauteil (T_L = Lufttemperatur)

Die Schwinddehnungen können durch thermische Verformungen verstärkt werden, wenn die Verdunstung des Blutwassers und eine Abkühlung der Bauteiloberfläche im gleichen Zeitraum stattfinden, wie unter sommerlichen Bedingungen in den frühen Abendstunden zu erwarten. Spannungswirksame Behinderungen der Dehnungen an der Plattenunterseite oder durch in der Nähe der Bauteiloberfläche liegende Bewehrung sind außerdem nicht auszuschließen.

Die vorgenannten Faktoren insgesamt ergeben das Potential für eine Rissbildung, maßgebend sind

demnach die Menge und der zeitliche Verlauf des aufsteigenden und verdunstenden Wassers, die Porengrößen an der Oberfläche, die Verformungsbehinderung, die frühe Hydratation und Erstarrung sowie die anschließende Festigkeitsentwicklung. Damit in Verbindung stehen die Betonzusammensetzung (Feinstoffanteil, Zusatzmittel) und die Betontemperatur. Wenn die Rezeptur nicht verändert werden kann, sind dann nur die Einwirkungen aus den Umgebungsbedingungen beeinflussbar.

Der zeitliche Beginn des kritischen Zustandes mit dem Charakteristikum einer matffeuchten Bauteiloberfläche ergibt sich aus der Bilanz zwischen aufsteigendem Blutwasser und der verdunstenden Wassermenge (Abbildung 4). Es ist nachgewiesen, dass die Ausbildung der matffeuchten Oberfläche und der Rückgang der Verfärbung im Lackmuspapierstest sehr zuverlässig den Beginn der Kapillardruckentwicklung widerspiegeln [14]. Die Zielstellung für die Nachbehandlung besteht deshalb darin, die verdunstende Wassermenge solange zu verringern bzw. die Verdunstung zu verhindern und damit den Aufbau des Kapillardrucks soweit hinauszuschieben, bis eine ausreichende Mindestzugfestigkeit des erhärtenden Betons vorhanden ist. Ein solcher Grenzwert wird oft mit 1,0 N/mm² angegeben, wie beispielsweise in [6].

Damit ergibt sich der Zeitraum, in dem mit dem Auftreten von kapillaren Schwindrissen gerechnet werden muss, vom Einbau und Verdichten des Betons bis zum Beginn der Erhärtung und einer dann vorhandenen Mindestfestigkeit (vgl. dazu Abbildung 15). Dafür wird eine Zeitdauer von 2 bis 8 Stunden genannt [1], [6], [18].

Da die Frühschwindrissbildung von verschiedenen Einflüssen abhängt, ist diese nicht sicher vorhersehbar. Zwar ist die Verdunstungsrate von hauptsächlichlicher Bedeutung, aber es besteht auch eine Abhängigkeit von der Korngröße und der Korngrößenverteilung der feinen Betonbestandteile (Zement, Zusatzstoffe). Der Leimanteil im Beton ist ebenfalls zu beachten.

5 Abschätzen der Rissgefahr

5.1 Betonzusammensetzung

Das Rissrisiko zeigt eine deutliche Abhängigkeit vom w/z-Wert und dem Zementleimvolumen im Beton. Betone mit einem w/z-Wert über 0,55 bluten in der Regel relativ stark, wodurch an der Betonoberfläche während der ersten Stunden ein Wasserfilm besteht, der die Entstehung von kapillaren Spannungen verhindert und damit die Gefahr der Rissbildung senkt. Betone mit einem w/z-Wert unter 0,45 hingegen bluten vergleichsweise wenig, so dass kapillare Spannungen schnell entstehen können. Weil die Packung der Feinpartikel jedoch dichter ist als bei

einem höheren w/z-Wert, bestehen viele Kontakte, die die Partikelbeweglichkeit verringern. Daraus folgt, dass das Rissrisiko für Betone mit einem w/z-Wert zwischen 0,45 und 0,55 am höchsten ist [4]. Dieser Zusammenhang ist in Abbildung 5 dargestellt, in das auch die vorliegende Betonzusammensetzung aufgenommen wurde; die Rezeptur liegt demnach im kritischen Bereich.

Da die Kapillarspannungen bei kleinen Partikeln grösser sind als bei großen, nimmt das Rissrisiko mit zunehmender Feinheit der Zemente zu. Bei feiner aufgemahlene Zementen, wie bei einem CEM I 42,5 ist dies der Fall. Weiterhin sind Verzögerer als nachteilig zu beurteilen, da die Oberfläche länger der Verdunstung ausgesetzt sind.

Die vorhandene Betonzusammensetzung muss zusammenfassend als rissbegünstigend bewertet werden.

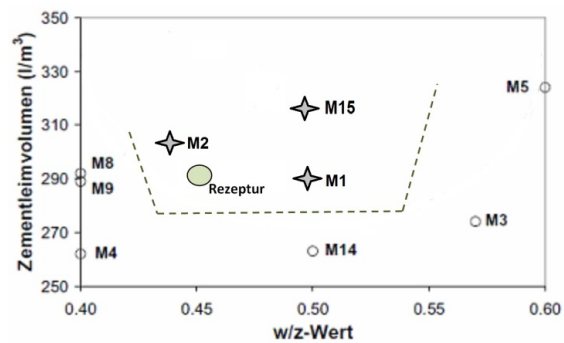


Abb. 5: Rissgefahr in Abhängigkeit vom Wasserzementwert und dem Zementleimgehalt nach den Untersuchungen [4]. Die mit einem Kreuz gekennzeichneten Mischungen M1, M2 und M15 zeigten Rissbildungen. Eingeordnet ist die vorhandene Rezeptur des Betons für das Parkdeck

5.2 Blutwassermenge

Nach dem Einbau des Frischbetons wird das Blutwasser zunächst in einem nahezu linearen Anstieg freigesetzt. Mit zunehmender Verdichtung des Gefüges durch die Sedimentation und den Rückgang der Wasserkonzentration und Permeation ist das Blutwasser zunehmend rückläufig und schließlich asymptotisch auslaufend (Abbildung 6). Der zeitliche Verlauf und die Menge des aufsteigenden Blutwassers (BW) ist abhängig von der Betonzusammensetzung (w/z-Wert, Feinheit der Partikel, Zusatzmittel usw.), der Temperatur und der Dicke der Bauteile. [7] nennt für einen in der Zusammensetzung vergleichbaren Beton C30/37 mit w/z = 0,50 und z = 350 kg/m³ eine kumulativ freigesetzte Menge von BW = 0,5 Vol.-%. Für die Fahrbahnplatten würde sich daraus eine Menge von 0,6 kg/m² ergeben, die innerhalb der ersten 2,5 Std. abgegeben wird.

Die Zugabe des Verzögerers bewirkte unter sommerlichen Bedingungen eine Veränderung des Erstarrungsverhaltens im Bauteilquerschnitt mit den daraus resultierenden Schwierigkeiten bei der Oberflächenbearbeitung. Während die Oberfläche nach der zeitlichen Verschiebung der Erstarrung bereits trittfest war, folgte der Kern des Bauteiles erst später nach. Die dichtere Oberfläche verhinderte auch eine weitere Abgabe von Blutwasser.

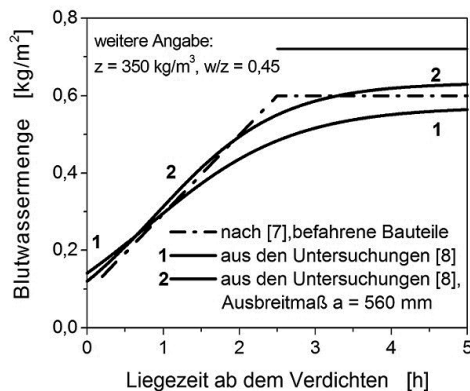


Abb. 6: Abschätzen der Blutwassermenge für das Bauteil nach den Angaben [7] für einen Beton mit $z = 350 \text{ kg/m}^3$ und $w = 175 \text{ l/m}^3$ sowie nach den Untersuchungen [8].

5.3 Verdunstungsbedingungen

Verschiedene Empfehlungen gehen davon aus, dass Rissbildungen immer einsetzen, wenn die Verdunstungsrate $1,0 \text{ kg/(m}^2\text{h)}$ überschreitet [9]. Die dazu einzuhaltenden Bedingungen sind in Abbildung 7 angegeben. Tatsächlich sind diese Erscheinungen aber bereits bei einer verdunstenden Wassermenge von $0,5 \text{ kg/(m}^2\text{h)}$ beobachtet worden [3]; nach Empfehlungen können Risse, wenn auch vermindert, erwartet werden, wenn die Verdunstung im Bereich von $0,5 - 1,0 \text{ kg/(m}^2\text{ h)}$ liegt [10]. Ein geringes bis kein Risiko besteht dagegen bei einer Verdunstungsrate bis zu $0,5 \text{ kg/(m}^2\text{ h)}$. Nähere Untersuchungen von [11] führten zu einer kritischen Verdunstungsrate, die nicht überschritten werden darf, von:

$$W_v = 1,6 - 0,016 \cdot f_c \quad [\text{kg/(m}^2\text{ h)}] \quad (1)$$

mit f_c = Betondruckfestigkeit $[\text{N/mm}^2]$

Für den verwendeten Beton folgt daraus $W_v \approx 0,85 \text{ kg/(m}^2\text{ h)}$.

Es wurde deshalb geprüft, ob unter den meteorologischen Bedingungen mit einer Rissgefahr gerechnet werden muss.

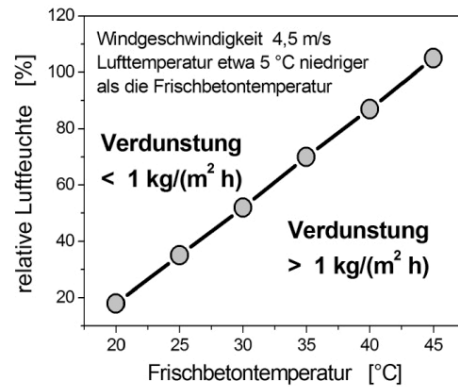


Abb. 7 Kritische Betontemperatur für das Entstehen von Schwindrissen in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte [9]

Die verdunstende Wassermenge bei horizontalen Flächen wird im Wesentlichen durch die relative Luftfeuchtigkeit, die Lufttemperatur, die Windgeschwindigkeit und die Oberflächentemperatur des Betonbauteiles bestimmt. Charakteristisch ist, dass Lufttemperatur und Luftfeuchte gegensätzliche Tendenz aufweisen (vgl. Abbildung 9) und der Windeinfluss von gravierender Bedeutung ist (Abbildung 10). Die Längsrissbildungen sind deshalb oft senkrecht zur Windrichtung orientiert und es ist deshalb vor allem ein Windschutz anzuordnen.

Seit Jahrzehnten wird die Verdunstungsrate mit Hilfe eines Diagrammes abgeschätzt, in dem die vorgenannten Faktoren Eingangparameter sind [12]. Das Diagramm baut auf Messungen zur Verdunstung über einem freien Wasserspiegel auf und hat sich zur Abschätzung des verdunstenden Blutwassers als geeignet erwiesen (Abbildung 8).

Vorlaufend wurde geprüft, ob anhand meteorologischer Daten mit einer Rissgefahr gerechnet werden muss. Zur Abschätzung der Verdunstungsrate wurde die Gleichung 2 verwendet, die der Abbildung 8 zugrunde liegt [11]:

$$W_v = 5 \cdot \left[(T_c + 18)^{2,5} - \frac{RH}{100} \cdot (T_a + 18)^{2,5} \right] \cdot (v_w + 4) \cdot 10^{-6} \quad [\text{kg/(m}^2\text{ h)}] \quad (2)$$

mit T_c, T_a = Temperatur des Betons bzw. der umgebenden Luft $[\text{°C}]$;

RH = relative Luftfeuchte [%];

v_w = Windgeschwindigkeit $[\text{km/h}]$

Die vom Deutschen Wetterdienst (DWD) gesammelten stündlichen Wetterdaten und Informationen aus der Ortslage ermöglichten zumindest die Beurteilung einer Tendenz. Für einen Zeitraum (hier dem Juli im Jahr der Bauausführung) sind die Daten auszugsweise in Abbildung 11 dargestellt.

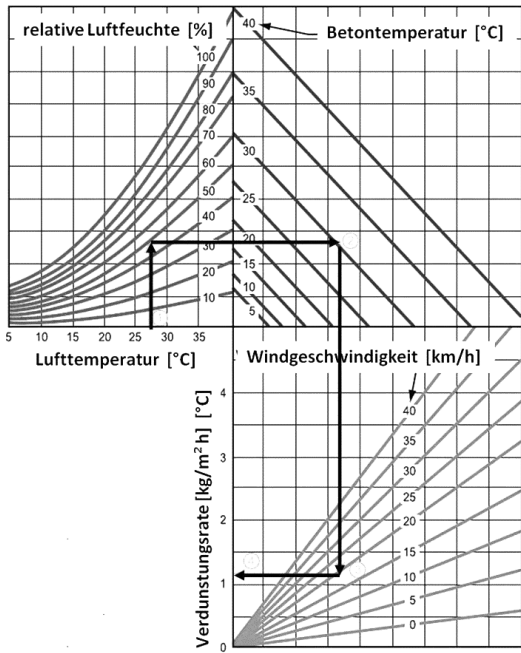


Abb. 8: Verdunstende Wassermenge nach ACI [12]

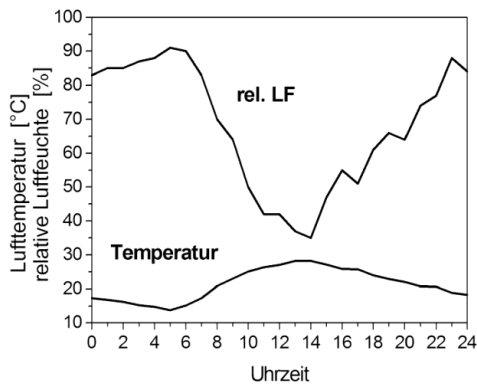


Abb. 9: Lufttemperatur und Luftfeuchte an einem Tag im Juli während der Baudurchführung

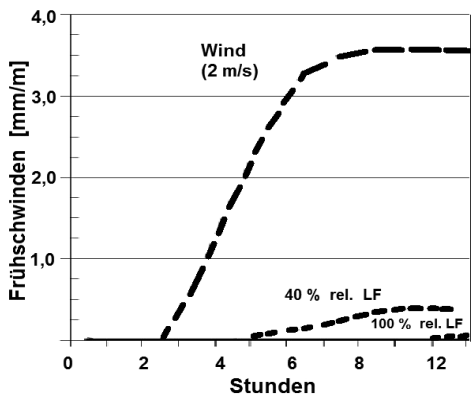


Bild 3: Schwinden unter unterschiedlichen Umgebungsbedingungen während des ersten Tages nach dem Einbau des Frischbetons $v_w = 2 \text{ m/s}$, rel. LF = 40 % bzw. 100 % [25]

Die Betontemperatur ist bei Anlieferung, wie oft festgestellt und durch die regelmäßigen Messungen auf der Baustelle bestätigt, im Sommer um etwa 5 K und in der kälteren Jahreszeit etwa 10 K höher als die Lufttemperatur (Abbildung 12). Das Diagramm in Abbildung 11 zeigt, dass bei Verwendung der zugrundeliegenden Gleichungen nahezu immer eine kritische Verdunstungsrate erreicht wird und mit einer Rissgefahr gerechnet werden muss.

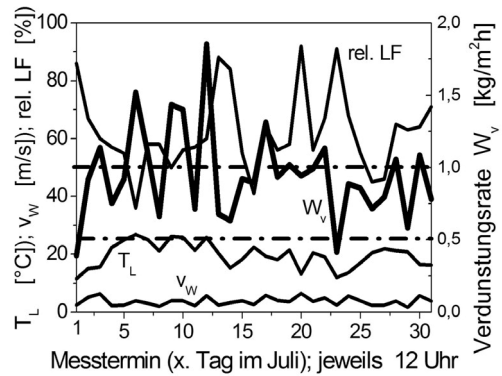


Abb. 11: Meteorologische Daten zur Beurteilung einer kritischen Verdunstungsmenge

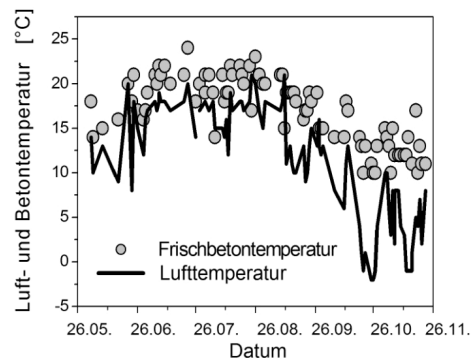


Abb. 12: Luft- und Frischbetontemperatur während der Bauzeit

Die Jahreszeit ändert daran wenig. Im Sommerhalbjahr ist die Lufttemperatur hoch und die Feuchte gegenläufig gering; die Festigkeitsentwicklung verläuft jedoch beschleunigt. In der kälteren Jahreszeit liegt die Temperatur des Frischbetons deutlich über der Lufttemperatur, so dass dadurch die Verdunstung ansteigt; außerdem ist die Festigkeitsentwicklung verlangsamt, so dass die Mindestzugfestigkeit später eintritt.

Bei besonders exponierten Stahlbetonplatten und unter sommerlichen Bedingungen wurde zur Kontrolle der Wirksamkeit der Nachbehandlungsmaßnahmen die Verdunstungsmenge bestimmt. Dazu sind so genannte Curing Meter eingesetzt worden, die als Sensoren direkt auf die Betonoberfläche aufgelegt wurden und auf diese Weise das

dort vorhandene Mikroklima erfassen (Abbildung 13), siehe dazu [13], [14]. Die auf einer Verdunstungsfläche mit thermischer Kopplung zum Frischbeton befindliche spiralförmige Kapillare wird entleert und zeigt die kumulative Verdunstungsmenge $[\text{kg}/\text{m}^2]$ an.

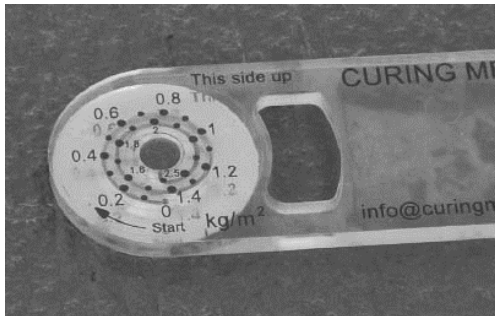


Abb. 4: Messmittel zur Erfassung der Verdunstungsrate an der Referenz-Messstelle (Curing-Meter nach [13] mit der spiralförmigen Kapillare)

Zur Beurteilung der Verdunstungsbedingungen wurden die Lufttemperatur, die Luftfeuchte sowie die Windgeschwindigkeit gemessen und durch einen Datenlogger festgehalten. Die Betontemperatur wurde mit Thermoelementen etwa 2 cm unter der Oberfläche erfasst. Ein Beispiel für die Verfolgung der verdunstenden Wassermenge zeigt Abbildung 14. Die Verdunstungsrate folgt der ansteigenden Bauteiltemperatur und ergibt sich im Mittel zu $1,0 \text{ kg}/\text{m}^2 \text{ h}$. Wenn Abbildung 8 herangezogen wird, ergibt sich mit den über die Zeit veränderten Verdunstungsbedingungen (Lufttemperatur $22 \rightarrow 35 \text{ }^\circ\text{C}$, relative Luftfeuchte $33 \rightarrow 26 \%$, Betontemperatur $21 \rightarrow 50 \text{ }^\circ\text{C}$) ein mit der Messung übereinstimmendes Ergebnis.

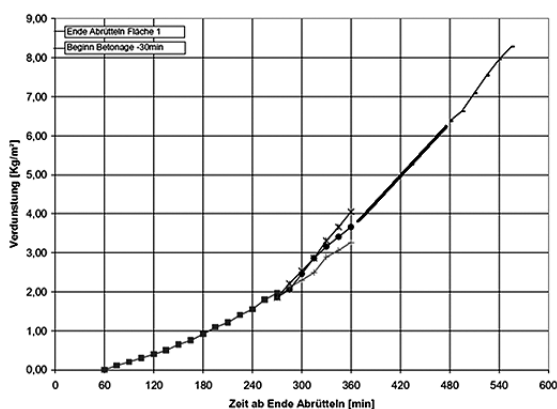


Abb. 5: Verdunstungsmenge $[\text{kg}/\text{m}^2]$ über der Bauteiloberfläche unter sommerlichen Bedingungen (Monat Juli). Erfassung mit dem Curing Meter [23]

Das Beispiel zeigt auch, dass die Messung der Lufttemperatur völlig unzureichend ist, wenn horizontale Flächen der direkten Sonneneinstrahlung ausgesetzt sind. Zum Messtermin war sonniges, wolkenloses Wetter, es gab nur leichten Wind.

6 Konzept der Nachbehandlung

In Normen und Richtlinien ist festgeschrieben, dass mit geeigneten Nachbehandlungsverfahren die Verdunstungsrate gering zu halten und "unmittelbar nach Abschluss des Verdichtens (...) des Betons die Oberfläche unverzüglich nachzubehandeln" ist (DIN 1045-3, DIN EN 13670-2011-03).

Wie bei einer Reihe anderer Bauaufgaben ist eine durchgängige Nachbehandlung nicht möglich, eine "Nachbehandlungslücke" ist vorhanden. Eine Reihe von Nachbehandlungsmaßnahmen scheidet aus, wie Fluten/Bewässern der Oberfläche, Einsatz von saugfähigen, wasserhaltenden Abdeckungen und vergleichbare Maßnahmen. Insofern sind die Möglichkeiten zur Nachbehandlung stark eingeschränkt.

Das Aufsprühen eines verdunstungshemmenden und sperrenden Additivs ("Curingmittel") wurde, wie bereits erläutert, in Hinblick auf die abschließende Oberflächenbehandlung mit Ashford Formula abgelehnt.

Schwindreduzierende Zusatzmittel sind hauptsächlich auf die Verminderung des Trocknungsschwindens abgestellt. Durch die Verringerung der Oberflächenspannung der Porenflüssigkeit ist zwar eine vorteilhafte Verminderung des Kapillardrucks zu erwarten (entsprechend Gleichung 3), aber auch eine Beeinflussung der Hydrate denkbar. Insofern bestanden gegenüber Schwindreduzierern Vorbehalte, nicht zuletzt aus der Forderung nach einer relativ hohen Druckfestigkeit trotz Verwendung von Luftporen. Zum Einsatz von Faserbewehrung zur Sicherung gegen Fröhrissbildung lagen keine Erfahrungen beim ausführenden Betrieb vor.

6.1 Zielstellung

Die Zielstellung für die Nachbehandlung bestand darin, die verdunstende Wassermenge solange zu verringern bzw. die Verdunstung zu verhindern und das Entstehen der Schwindspannungen soweit hinauszuschieben, bis eine ausreichende Mindestzugfestigkeit des erhärtenden Betons vorhanden ist. Ein solcher Grenzwert wird, wie bereits genannt, mit $1,0 \text{ N}/\text{mm}^2$ angegeben.

Aus isothermen Wärmemessungen (mit DCA) an Zementleimproben und der adiabatischen Temperaturentwicklung im Beton konnte der Hydratationsvorgang nachvollzogen werden, ein Teilabschnitt mit der Wärmerate während des ersten Tages ist in Abbildung 15 dargestellt. Aus dem Wendepunkt und dem Maximum der Kurve ergeben sich der

Erstarrungsbeginn und das Erstarrungsende. Nach dem Beginn der Festigkeitsentwicklung wird relativ rasch die obengenannte Mindestzugfestigkeit erreicht, die das Auftreten der plastischen Schwindrisse unterbindet.

Zur Herabsetzung der Verdunstung unmittelbar nach dem Einbau des Frischbetons wurde als Schutz eine dampfdichte Folie aufgelegt, die bis zum Beginn der Oberflächenbearbeitung (Besenstrich) beibehalten werden konnte. Im Bereich 2 (Abbildung 15) kann das Bauteil noch nicht betreten werden, das Auflegen von verdunstungshemmenden Folien ist nicht möglich. Da eine Verschattung nicht ausreichte und ein Fluten der Flächen ausgeschlossen war, kam in diesem Zeitraum nur eine Befeuchtung durch Verdüsen von Wasser in Frage. Diese Methode wurde bereits in [15] vorgeschlagen und auch die Möglichkeit, den Kapillardruck als Steuergröße für eine Anlage zur Befeuchtung der Betonoberfläche zu verwenden. Nach Erreichen einer Mindestfestigkeit (Bereich 3) ist der direkte Schutz der Oberfläche wieder möglich und die übliche Nachbehandlung durch Bewässerung und Folienabdeckung durchführbar.

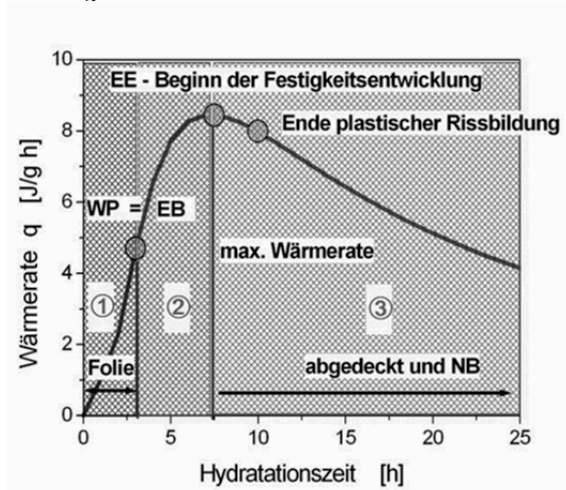


Abb. 15: Verlauf der Wärmerate während der anfänglichen Hydratation, abgeleitet aus den isothermen und adiabatischen Messungen an Zementleim und Beton (WP = Wendepunkt; EB, EE = Erstarrungsbeginn und -ende)

Die Wirksamkeit der gesamten Nachbehandlung kann über die Kapillardruckmessung kontrolliert werden [16]. Mit den Ergebnissen charakteristischer Messungen ist es möglich, die erforderliche Dauer der Maßnahmen zu bestimmen. Die Messungen, einschließlich der Bereitstellung der Geräte und der Auswertung, wurden durchgeführt von der HTWK Leipzig, Institut für experimentelle Mechanik (Prof. Slowik).

6.2 Verminderung der Verdunstung durch Verdüsen von Wasser

Ein direktes Besprühen mit Wasser ist im Zeitbereich 2 (Abbildung 15) bekanntlich nicht anwendbar, da der Wassergehalt in der Randzone ungünstig heraufgesetzt würde. Bewährt hat sich das Verdüsen bzw. Vernebeln von Wasser, so dass die Verdunstung weitestgehend verhindert wird. Diese Vorgehensweise ist besonders wichtig, wenn der eingebaute Frischbeton keine oder nur geringe Neigung zum Bluten besitzt



Abb. 16: Nebelkanone der Fa. FOG Systems (n. [14])



Abb. 17: Befeuchtung einer Betonoberfläche mit einer Nebellanze

Das Vernebeln ist dann effektiv, wenn eine Wolke ultrafeiner Tropfen über der Betonoberfläche schwebt. Das ist dann der Fall, wenn die Tropfengröße etwa 0,1 mm nicht übersteigt. Dazu dienen besondere Nebeldüsen oder eine Vermischung von Wasser mit Luft unter hohem Druck (pneumatische Sprühdüsen zur Feinstvernebelung). Eine Nebelkanone mit Düsen und einem Ventilator ermöglicht, den Wasserdampf über eine Distanz von bis zu 30 m zu verteilen (Abbildung 16). Eine solche Anlage stand nicht zur Verfügung; verwendet wurden Nebellanzes (Abbildung 17), mit denen ebenfalls die Oberfläche der bearbeiteten Stahlbetonplatten überstrichen werden konnte.

6.3 Messung des Kapillardruckes zur Kontrolle der Rissbildungen

Bei der Verdunstung des Wassers an der Oberfläche des Bauteiles bilden sich Menisken im Frischbeton aus (Abbildung 18). Da der Druck auf der konvexen Seite des Meniskus (Wasser) in einer Kapillare geringer ist als auf der konkaven Seite (Luft), entstehen Zugspannungen zwischen den Partikeln. Der Porenwasserdruck in Abhängigkeit von den Porenradien kann beschrieben werden durch die Gauß-Laplace-Gleichung. Unter der vereinfachenden Annahme einer rotationssymmetrischen Porenform ergibt sich der Flüssigkeitsdruck p [Pa] in Abhängigkeit vom Krümmungsradius R [m] der Flüssigkeitsoberfläche zu:

$$p = \frac{2 \cdot \gamma}{R} \quad [\text{Pa}] \quad (3)$$

mit γ = Oberflächenspannung zwischen Wasser und Luft ($\sim 0,074$ N/m)

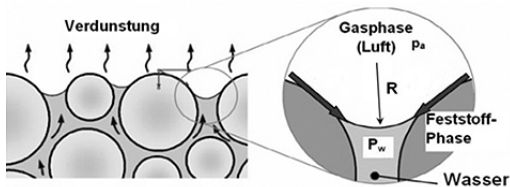


Abb. 18: Ausbildung des Meniskus an der Betonoberfläche (R = Radius des Wassermeniskus)

Wenn sich die Wasserfläche zwischen den Partikeln vertieft, wird der Radius geringer und der Kapillardruck steigt an (Abbildung 19, C und D). Das negative Vorzeichen in den nachfolgenden Messkurven bedeutet dabei, dass im Wasser Zugspannungen herrschen (negativer Kapillardruck). Der Unterdruck im Porenwasser wird auf das Feststoffgerüst übertragen und führt zu Schwindverformungen im Gefüge.

Unterschreitet der Krümmungsradius den kleinsten Radius der Kapillare, dringt Außenluft ein und der Kapillardruck bricht unter gleichzeitiger Rissbildung zusammen (Abbildung 19, E und F).

Für diesen kritischen Kapillardruck p_{\max} , an dem der Durchbruch stattfindet, wurde folgende Abhängigkeit gefunden [24], [19]:

$$p_{\max} = \gamma \cdot S_c \cdot z / w \quad [\text{kPa}] \quad (4)$$

mit S_c = spezifische Oberfläche des Zementes u.a. Feinstoffe (Blaine-Wert [m^2/kg]);

w, z = Wasser- bzw. Zementgehalt [kg/m^3]

Mit dieser Beziehung kann die Wirkung der hauptsächlichsten Einflussfaktoren abgeschätzt werden. Danach ist zu erwarten, dass der maximale (oder kritische) Kapillardruck mit dem Zementgehalt und der spezifischen Oberfläche ansteigt und durch den Wassergehalt vermindert wird. Beispielsweise würde für einen Beton mit $S_c = 325 \text{ m}^2/\text{kg}$ und einem w/z -Wert von 0,45 der maximal mögliche Kapillardruck annähernd $p_{\max} = 50 \text{ kPa}$ betragen.

Veränderungen im Wasserhaushalt und Spannungen werden nicht nur durch äußere Verdunstung, sondern auch durch innere Austrocknung infolge chemischer Wasserbindung bei der Hydratation verursacht. Beide Effekte überlagern sich beim Beginn der Festigkeitsentwicklung.

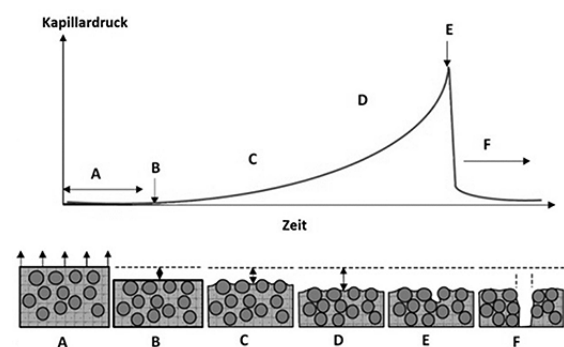


Abb. 19: Entwicklung des Kapillardruckes im Fortgang der Austrocknung an der Bauteiloberfläche (in Anlehnung an [17])

Die Kapillardruckmessung erfasst den Spannungszustand in der Mikrostruktur, der langsam, aber stetig aufgebaut wird und schließlich den Risszustand herbeiführt. Der ursächliche Zusammenhang zwischen Kapillardruck und Fröhschwindrissbildung wurde zuerst von [18] hergestellt. Nach Jahrzehnten systematischer Untersuchungen kann heute die Gefahr der Rissbildung in Abhängigkeit von den Umgebungsbedingungen und die Wirksamkeit von Nachbehandlungsmaßnahmen durch die Messung des Kapillardruckes zuverlässig beurteilt werden [19], [20], [21], [15].

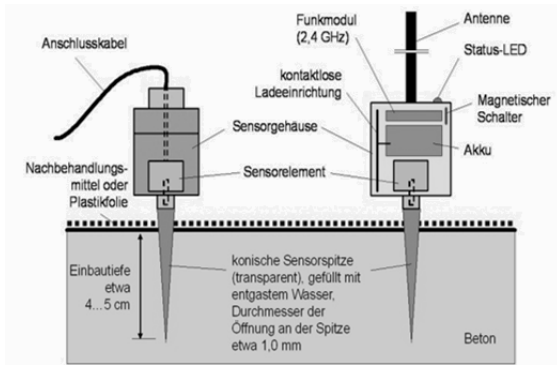


Abb. 20: Messelemente zur Erfassung des Kapillarporendruckes im Beton, kabelgebunden und als Funksensor nach [16]

Bei der zur Anwendungsreife entwickelten Messmethode kann der vorhandene Druck mit nadelförmigen Messelementen kontinuierlich ermittelt werden (Abbildung 20), die etwa 30 - 50 mm in den Frischbeton eingesteckt werden. Die Minidruckensoren (Abbildung 21) sind in ein Kunststoffgehäuse eingefasst und mit einem Kabel oder einem Funksender versehen, um die Messdaten kontinuierlich an eine Basisstation zu übermitteln; letztere ist über USB-Kabel an einen Messrechner angeschlossen. Die Reichweite der Funkverbindung beträgt etwa 80 m. Alle Sensoren besitzen eine mit entgastem Wasser gefüllte und aufgeschraubte konische Pipettenspitze aus transparentem Kunststoff, die am zulaufenden Ende eine 1 mm große Öffnung besitzt. Die Wasserfüllung dient zur Übertragung des Kapillardrucks im Beton auf eine Sensormembran. Neuere Entwicklungen sind Funksensoren, die zusätzlich zum Kapillardruck auch die klimatischen Umgebungsbedingungen erfassen, wie Lufttemperatur, Sonneneinstrahlung, relative Luftfeuchte; demnächst darüber hinaus auch die Windgeschwindigkeit und die Betontemperatur.

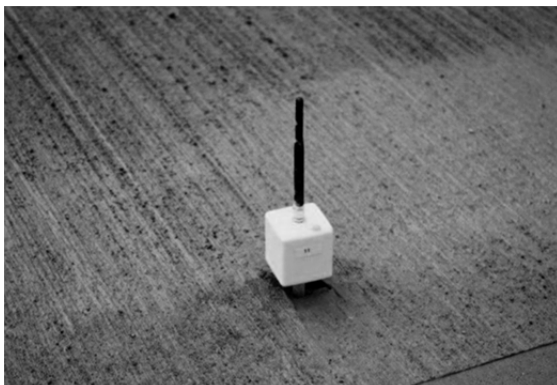


Abb. 6: Funksensor zur Messung des Kapillardrucks und Übertragung der Messwerte [23]

Die Situation kann damit zwar nicht flächig, sondern nur punktuell messtechnisch erfasst werden, ist aber repräsentativ für einen größeren Bereich im Beton

und gibt Aufschluss über den Beginn und den Verlauf des Druckaufbaues im Bauteil. Im wassergesättigten Frischbeton ist über eine größere Tiefe unterhalb der Oberfläche ein nahezu gleicher Kapillardruck vorhanden, so dass durch die Messstelle die Situation im Bauteil beurteilt werden kann. Eine Verfälschung tritt nur dann ein, wenn die Messspitze zufällig mit einer luftgefüllten Verdichtungspore in Berührung kommt. Charakteristisch ist, dass der Kapillardruck außerordentlich sensibel auf die Veränderung der Austrocknungsbedingungen reagiert.

Die Kontrolle der Maßnahmen zur Vermeidung der Rissbildung wurde mit Hilfe dieser Messmethodik durchgeführt. In Abbildung 22 ist im Vergleich dargestellt, wie die mit Folie abgedeckte Probe in der Kapillardruckentwicklung verzögert ist. Gegenüber der freien Verdunstung ist das Druckmaximum um etwa 2,5 bis 3,0 Std. verschoben. Insofern kann damit durchaus abgeschätzt werden, ob die Nachbehandlungsmaßnahme ausreicht, um Risse zu verhindern. Gewöhnlich liegt der Unterdruck zwischen 60 und 100 kPa (= 600 - 1000 mbar), wenn der Durchbruch stattfindet.

Untersuchungen zeigen [14], dass der Beginn und das Maximum des Kapillardruckes desto eher auftreten, je höher die Festigkeitsklasse des Zementes und die Betontemperatur sowie je geringer die Bauteildicke ist. Mit zunehmender Bauteildicke verläuft der Anstieg langsamer, erreicht aber ebenfalls übereinstimmende Grenzwerte. Betone mit Flugasche zeigen einen späteren und verzögerten Anstieg. Durch Verfolgung des Kapillardrucks bei unterschiedlichen Bedingungen (Betonzusammensetzung, äußere Gegebenheiten) können Schlussfolgerungen für die zweckmäßige Nachbehandlung gezogen werden.

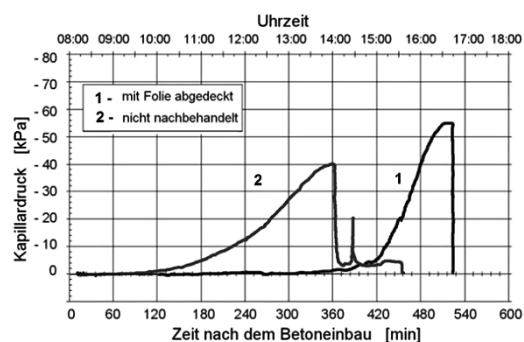


Abb. 22: Entwicklung des Kapillardrucks in einem Beton mit und ohne Folien-Abdeckung [23]

An der Messstelle bei der nicht geschützten Oberfläche war ein Anstieg des Kapillardrucks nach etwa 120 min festzustellen, bei der nachbehandelten Probe stellte sich eine Veränderung erst nach etwa 360 min ein. Da unter der Folie nur eine geringfügige Verdunstung stattfand, war die Ursache der Wasserverbrauch im Gefüge durch die Hydratation.



Abb. 23: Abdeckung der fertiggestellten Betonoberfläche mit PE-Folien und Einstecken der Minisensoren

Der Verlauf des Kapillardrucks war steiler und ergab sich aus der Reaktionsgeschwindigkeit und dem zum Zeitpunkt vorhandenen dichten und nicht mehr beweglichen Gefüge.

Die Notwendigkeit der Nachbehandlung ist damit selbstverständlich nicht beendet, sondern bis zum Erreichen einer Mindestfestigkeit fortzuführen. Dazu gab es getrennte Untersuchungen, die nicht Bestandteil dieses Beitrages sind.

6.4 Vergleich von Nachbehandlungsmaßnahmen

In Abbildung 24 ist der Aufbau des Kapillardrucks bei fehlendem Oberflächenschutz, Abdeckung mit Plastikfolien, Verwendung eines Nachbehandlungsmittels und der Verdüsung von Leitungswasser dargestellt. Die Umgebungsbedingungen sind wie folgt charakterisiert: Lufttemperatur 15 bis 25 °C,

relative Feuchte 50 bis 30 %, Windgeschwindigkeit 2,0 bis 2,8 km/h, Betontemperatur 19 → 32 °C, Verdunstungsrate 0,46 kg/(m² h).

Interpretation: Unmittelbar nach dem Einbau und Abziehen des Frischbetons erfolgte eine Folienabdeckung, die nach 195 h entfernt wurde, um die Oberflächenbearbeitung (Texturierung durch Besenstrich, Glätten der Randbereiche) vorzunehmen. Danach wurde die Verdunstung durch Wasservernebelung deutlich vermindert. Erst nach 285 min begann ein messbarer Anstieg des Kapillardrucks, der nach 340 min den Wert von etwa ≈ 55 mbar erreichte. Eine erneute und verstärkte Verdüsung von Wasser und das Abdecken mit Folie führte zwar nicht zu einer wesentlichen Absenkung des Kapillardrucks, aber zu keinem weiteren Anstieg. Die chemische Reaktion war bis zu diesem Zeitpunkt durch die Zusatzmittel weitgehend verhindert, danach begann die Hydratation mit der damit in Verbindung stehenden inneren Austrocknung. Die mit Folie abgedeckte Probe zeigt hier den Beginn des Kapillardruckaufbaus und bestätigt damit den Beginn der Hydratationsreaktion. Ab diesem Zeitpunkt kann durch eine Kapillardruckmessung keine eindeutige Unterscheidung der Ursachen der Druckentwicklung mehr erfolgen. Das einsetzende chemische und autogene Schwinden beansprucht das Gefüge, das aber bereits eine hinreichende Zugfestigkeit besitzt. Die Strategie, den Beginn der Kapillardruckentwicklung zeitlich hinauszuschieben, hat sich damit als erfolgreich erwiesen.

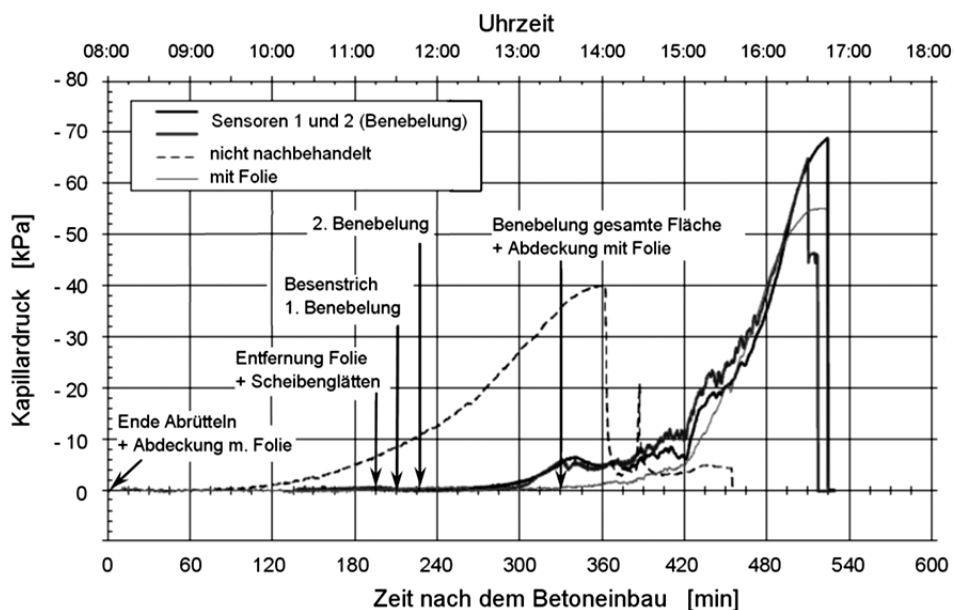


Abb. 7: Kapillardruckverlauf im Betonierabschnitt 1 mit Nachbehandlung im Vergleich zu einer Referenzprobe ohne Nachbehandlung [23]

7 Literatur

- [1] Grube, H.: Ursachen des Schwindens von Beton und Auswirkungen auf Betonbauteile. Schriftenreihe der Zementindustrie, Heft 52. Beton-Verlag, Düsseldorf 1991
- [2] Grube, H.: Definition der verschiedenen Schwindarten. Ursachen, Größe der Verformungen und baupraktische Bedeutung. beton 53 (2003) Nr. 12, S. 598 - 603
- [3] Esping, O.: Early age properties of self-compacting concrete. Dissertation, Chalmers University of Technology, Göteborg 2007
- [4] Lura, P.; Leemann, A.: Frühschwinden von Beton. EMPA, Abteilung Beton, Dübendorf 2010
- [5] Fontana, P.: Frühe Rissbildung in Beton durch plastisches Schwinden. In: 52. Forschungskolloquium des DAfStb, S. 111 - 125. BAM Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Berlin 2011
- [6] Grübl, P.; Weigler, K.; Karl, S.: Beton. Arten, Herstellung und Eigenschaften. Ernst & Sohn, Berlin 2001
- [7] Krell, J.: Oberfläche und Nachbehandlung von Betonböden. In: Instrieböden aus Beton. 4. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung an der Universität Karlsruhe, S. 63 - 72
- [8] Breit, W.; Heese, C.: Ermittlung der Blutneigung - Eimerverfahren (Bluteimertest). Technischer Bericht FWB-F09-218. TU Kaiserslautern, März 2011
- [9] Wischers, G.; Manns, W.: Ursachen für das Entstehen von Rissen in jungem Beton. Betontechnische Berichte 1973, S. 67 - 94. Beton-Verlag Düsseldorf
- [10] Snell, L. M.: How to prevent plastic shrinkage cracks.
- [11] Uno, P.J.: Plastic shrinkage cracking and evaporation formulas. ACI Materials Journal 95 (1998) No. 4, pp. 365 - 375
- [12] American Concrete Institute, ACI-Committee 605: Recommended Practice for Hot Weather Concreting. Journal of the ACI July 1971, pp. 489 - 503. ACI 305R-96 - Hot Weather Concreting (Manual of Concrete Practice, Part 2-1996). Auch enthalten in: Zur Praxis der Nachbehandlung von Beton. DBV-Jahresbericht 1988, S. 15 - 27
- [13] Jensen, O.M.: The Curing Meter. In: Proc. of Advanced testing of fresh cementitious materials, pp. 139 - 146. Stuttgart 2006,
- [14] Slowik, V.; Schmidt, M.: Kapillare Schwindrissbildung in Beton. Bauwerk Verlag, Berlin 2010
- [15] Schmidt, M.; Slowik, V.; Schmidt, M.; Fritzsich, R.: Auf Kapillardruckmessung basierende Nachbehandlung von Betonoberflächen im plastischen Materialzustand. Beton- und Stahlbeton 102 (2007) H. 11, S. 789 - 796
- [16] Schmidt, M.; Slowik, V.: Instrumentation for Optimizing Concrete Curing. Concrete International 35 (2013), No. 8 (August), pp. 60 - 64
- [17] Combrinck, R.: Plastic shrinkage cracking in conventional and low volume fibre reinforced concrete. Stellenbosch University 2012
- [18] Wittmann, F.H.: On the action of capillary pressure in fresh concrete. Cement and Concrete Research 6 (1976) No. 1, pp. 49 - 56
- [19] Esping, O.; Löfgren, I.: Cracking due to plastic and autogenous shrinkage - Investigation of early age deformation of self-compacting concrete. Report 2005:11. Chalmers University of Technology, Göteborg 2005
- [20] Radocea A.: A Study on the mechanisms of plastic shrinkage of cement-based materials, PhD thesis, Chalmers University of Technology, Göteborg, 1992
- [21] Slowik, V.; Schmidt, M.; Fritzsich, R.: Capillary pressure in fresh cement-based materials and identification of the air entry value. Cement & Concrete Composites 30 (2008) pp. 557 - 565
- [22] Tiebe, R.-D.: Grundlagen der baupraktischen Anwendung der Kapillardruckmessungen zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit der Oberflächen von Betonverkehrsflächen. Masterarbeit, HTWK Leipzig 2009
- [23] Schmidt, M.; Tiebe, R.-D.: Messung des kapillaren Unterdruckes in Beton mit Funksensoren unter Baustellenbedingungen. HTWK Leipzig 2009.
- [24] Powers, T.C.: Physical properties of cement paste. Proc. of 4th Int. Symp. Chemistry of Cement, Washington D.C. 1960. Paper V-1, pp. 577 - 609.
- [25] Holt, E.: Early age autogenous shrinkage of concrete. Technical Research Centre of Finland, Espoo 2001

Autor

Prof. Dr.-Ing. habil. Stefan Röhling

Spitzwegstraße 12
04425 Taucha

Verformungseinflüsse auf die Analyse und Bewertung von Stahlbetonstrukturen in der Praxis

Franz-Hermann Schlüter und Andreas Fäcke

Zusammenfassung

Das Verformungsverhalten einer Stahlbetonstruktur in bestimmten Beanspruchungssituationen spielt eine wesentliche Rolle bei der Analyse und Bewertung der Standsicherheit sowie der Gebrauchstauglichkeit. Eine zutreffende Prognose der zu erwartenden Verformungen ist für viele Bemessungsaufgaben unerlässlich. Die wichtigsten Einflussgrößen auf das Verformungsverhalten werden genannt und die Auswirkungen relevanter Effekte im Rahmen von praktischen Bemessungsaufgaben aufgezeigt. Anhand zweier Praxisbeispiele wird die Bedeutung einer realitätsnahen Ermittlung von Verformungen verdeutlicht.

1 Allgemeines

Eine Kernaufgabe des Bauingenieurs ist es, ein Bauwerk so auszulegen, dass die Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit über die vorgesehene Nutzungsdauer gewährleistet ist. Hierzu werden in den meisten Fällen Nachweise auf Basis von rechnerischen Analysen der Tragstruktur geführt. Sowohl bei der Ermittlung der Beanspruchungen eines Tragwerks als auch bei der Bewertung der Gebrauchstauglichkeit ist eine realitätsnahe Erfassung von wesentlichen Verformungseinflüssen essentiell.

Bei Stahlbetonstrukturen stellt sich die Ermittlung der zu erwartenden Verformungen oft nicht trivial dar. Anders als bei dem relativ homogenen Werkstoff Stahl sind beim Verbundwerkstoff Stahlbeton viele Aspekte zu berücksichtigen. Hinzu kommen zusätzliche Einflüsse aus den Randbedingungen wie beispielsweise aus Baugrund und Gründung. In diesem Betrag sollen wesentliche Einflüsse angesprochen und die Berücksichtigung in der Ingenieurpraxis anhand ausgewählter Beispiel veranschaulicht werden.

2 Verformungseinflüsse von Stahlbetonstrukturen

2.1 Einfluss und Auswirkung von Verformungen in der rechnerischen Nachweisführung

Für viele praktische Anwendungsfälle besteht die Notwendigkeit, als Auswirkungen von Einwirkungen die Verformungen von Bauteilen möglichst zuverlässig zu bestimmen. Zum einen spielen die Verformungen eine wichtige Rolle bei der Ermittlung der Bean-

spruchungen eines Tragwerks zum anderen bei der Bewertung der Gebrauchstauglichkeit.

In der Praxis hat es sich für einfache Strukturen des Hoch- und Ingenieurbaus bewährt, auf Basis eines normativ vorgegebenen Mittelwertes des E-Moduls vereinfacht linear-elastische Beziehungen zwischen Einwirkung und Systemantwort anzunehmen. In Kombination mit dem üblichen Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsfaktoren zur Berücksichtigung der Streuung von Einwirkungen und Materialeigenschaften einschl. Unsicherheiten von Rechenmodellen kann diese vereinfachte Vorgehensweise akzeptiert und als allgemein anerkannte Regel der Technik angesehen werden. Ggf. werden nichtlineare Einflüsse wie z.B. Kriechen mit situationsabhängigen Anpassungsfaktoren berücksichtigt. Erforderlichenfalls werden Zusatznachweise geführt, wie z. B. die Betrachtung von Zwangsschnittgrößen oder Rissbreitenbegrenzungen.

Bei Stahlbetonstrukturen liegen jedoch bei genauerer Betrachtung keine linear elastischen Verhältnisse vor. Insbesondere bei komplexen statisch unbestimmten Tragwerken ist eine vereinfachte Vorgehensweise oft nicht zielführend. Bei solchen Tragwerken wird bereits die Verteilung der Beanspruchungen im Bauwerk durch die beanspruchungsabhängigen Verformungen der beteiligten Bauteile bestimmt. Gegenüber der rein elastischen Betrachtung finden je nach Beanspruchung Umlagerungen statt. Folglich haben die Verformungen direkten Einfluss auf die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und das vorhandene Sicherheitsniveau. Unter diesem Aspekt sind die heute vielfach verwendeten komplexen "Gebäudemodelle" bei der EDV-gestützten Nachweisführung kritisch zu sehen.

Im Hinblick auf die Gebrauchstauglichkeit sind neben anderen Aspekten häufig die Verformungen im Gebrauchszustand relevant. Mögliche Durchbiegungen, Verschiebungen, Verdrehungen, Fugenöffnungen oder Relativverschiebungen sind von Interesse. Verträglichkeiten mit Randbedingungen bzw. mit anderen Bauteilen oder der vorgesehenen Nutzung müssen bewertet werden. Beispielsweise seien hier Verformungsbegrenzungen von Decken sensibler Industrieanlagen oder von Brücken bei Hochgeschwindigkeitszügen genannt.

2.2 Mögliche Einflussfaktoren auf Verformungen von Stahlbetonstrukturen

Das tatsächliche Verformungsverhalten von Stahlbetonstrukturen ist sehr komplex und kann für eine rechnerische Analyse mit den heute verfügbaren Methoden nach wie vor nur näherungsweise erfasst werden. Aufgrund der natürlichen Streuungen relevanter Materialeigenschaften und Einwirkungen können Verformungen nur als Grenzwerte bzw. innerhalb eines Streubandes angegeben werden. Die wichtigsten und allgemein bekannten Einflussgrößen werden im Folgenden aufgeführt:

- Elastisches Materialverhalten, E-Modul: abhängig von Betonzusammensetzung, Art des Einbaus und Umgebungsbedingungen; ist zeitlich veränderlich; kann im Bauwerk je nach Einbauort unterschiedlich sein.
- Nichtlineare Spannungs-Dehnungsbeziehung schon bei relativ kleinem Beanspruchungsniveau, abhängig vom mehraxialen Beanspruchungszustand; Ent- und Wiederbelastungszyklen
- Druckfestigkeit, Nachbruchverhalten, Ermüdung
- Zugfestigkeit, Rissbildung und Nachrissverhalten
- Verbund- und Verankerungsverhalten zwischen Beton und Bewehrung
- Temperaturdehnungen
- Dehnungen infolge Schwinden, Schrumpfen (früh, Langzeit)
- Dehnungen infolge Kriechen, beanspruchungsabhängig (Lastgeschichte)
- Betonalter, Bauablauf, Reihenfolge der Herstellung
- Alterungseffekte

Die Aufzählung macht deutlich, dass in der Praxis je nach Anwendungsfall nur die wesentlichen Einflüsse und deren Streuung berücksichtigt werden können. Nachrangige Effekte verlieren sich im Streubereich der Haupteinflussgrößen und müssen durch das allgemeine Sicherheitskonzept abgedeckt werden.

Neben den o.g. werkstoffbezogenen Einflüssen kommen bei Bauwerken weitere Einflüsse hinzu. Randbedingungen müssen beachtet werden, wie beispielsweise die Nachgiebigkeit von Gründung und Baugrund. Auch unterliegen die Einwirkungen

und deren Kombination sowie die räumliche Zuordnung Streuungen, die eine realitätsnahe Prognose von Verformungen erschweren. Nicht zuletzt spielen die verwendeten Rechenmodelle, die je nach Anwendungsfall recht komplex sein können und ebenfalls Streuungen unterliegen, eine wichtige Rolle.

3 Nachweismodelle

3.1 Anmerkungen zur rechnerischen Analyse

Es ist tägliche Aufgabe in der Praxis, ein Bauwerk so zu bemessen, dass Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit dauerhaft gewährleistet sind. Aus zu erwartenden Einwirkungen und deren Kombinationen müssen die möglichen Auswirkungen (Beanspruchungen) ermittelt werden. In der Regel erfolgt dies mithilfe von Rechenmodellen. Anschließend müssen die Auswirkungen unter Berücksichtigung von Streuungen und Unsicherheiten den Beanspruchbarkeiten (Widerständen) bzw. zusätzlichen Anforderungen gegenübergestellt werden. Dabei sind erforderliche Sicherheitsabstände einzuhalten.

Seit einigen Jahren wird in Europa in den bautechnischen Regelwerken das sog. Teilsicherheitskonzept verwendet (vgl. z.B. EC 0 [1]). Hier wird bekannter Weise - vereinfacht gesprochen - in einer Bemessungssituation die "Einwirkungsseite" E der "Widerstandsseite" R gegenübergestellt:

$$E_d = E_k \cdot \gamma_E \leq \frac{R_k}{\gamma_M} = R_d \quad (1)$$

Durch diese Vorgehensweise sollte insbesondere die Einwirkungsseite materialunabhängig beschrieben werden können und deren Streuung mit einem Teilsicherheitsbeiwert unabhängig von der Bauart und den verwendeten Baustoffen berücksichtigt werden. Erst die Widerstandsseite wird dann bauartspezifisch behandelt mit unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerten.

Dieses Konzept scheint auf dem ersten Blick plausibel, weist jedoch eine Schwäche auf, wie sich zunehmend in der Praxis zeigt. In der obigen Gleichung (1) stellt E_d nicht die Einwirkung selbst dar, sondern die Auswirkung der Einwirkung, oft auch als Beanspruchung bezeichnet. Diese müssen erst aus den tatsächlichen Einwirkungen wie Lasten oder Temperaturen ermittelt werden. Hierzu werden üblicherweise Rechenmodelle verwendet, in erster Linie computerunterstützt.

Bei einfachen Tragsystemen, wie z. B. bei statisch bestimmten Systemen (der berühmte Balken auf zwei Stützen), können die Auswirkungen unter Anwendung der Elastizitätstheorie recht zuverlässig bestimmt werden. Bei komplexen Systemen stellt sich dies schwieriger dar bzw. ist mit größeren Unsicherheiten verbunden, insbesondere, wenn die Beanspruchungen ein Niveau erreichen, bei dem ein linearer

Zusammenhang zwischen Einwirkung und Systemantwort nicht mehr gegeben ist bzw. nur noch eine grobe Näherung darstellt. In solchen Fällen hat das Materialverhalten – und hier insbesondere das Verformungsverhalten – einen direkten Einfluss auf die ermittelten Auswirkungen der Einwirkungen, die dann folglich nicht mehr materialunabhängig sein können. Auch die Zuverlässigkeit des Rechenmodells zur Bestimmung der Systemantworten, ggf. unter Berücksichtigung stofflich und geometrisch nichtlinearer Effekte, beeinflusst die Aussagekraft der ermittelten Werte der "Einwirkungsseite" E_d .

In einigen Fällen sind auch selbst bei stofflich linearen Systemen die einwirkenden Lasten nicht unabhängig von der Systemantwort, d.h. von der Widerstandsseite. Dies ist immer dann der Fall, wenn Interaktionen zum Tragen kommen, wie beispielsweise beim Zusammenspiel von Baugrund und Bauwerk. Die für den Bauteilnachweis wirkenden Belastungen aus dem Baugrund sind abhängig von den Verformungen des Bauwerks. Näherungsweise wird in der Praxis an der Schnittstelle Boden/Bauwerk aktiver oder passiver Erddruck als Grenzbetrachtung angesetzt. Die tatsächlichen Verhältnisse liegen dazwischen.

Durch Anwendung des Teilsicherheitskonzeptes ist man gezwungen, in jedem Einzelfall zu überlegen, welche Parameter sich günstig oder ungünstig auf das Nachweisziel auswirken. Hierbei ist zu unterscheiden, ob man Verformungen oder Spannungen bzw. Schnittgrößen bewerten muss. Parameter, die die ungünstigsten Schnittgrößen bewirken, müssen nicht zwangsläufig auch die ungünstigsten Verformungen hervorrufen. Die Abhängigkeiten sind oft nicht eindeutig im Voraus erkennbar. Als Folge sind zahlreiche Lastfälle und Lastfallkombinationen unter Berücksichtigung der Streuung der Widerstandsseite zu untersuchen.

Die Bewertung von Verformungen kann nicht direkt auf Basis des üblichen Teilsicherheitskonzeptes erfolgen. Vielmehr ist hier relevant, unter welchen Annahmen die Verformungen als Auswirkung der Einwirkung ermittelt wurden. Einwirkungen (Lastannahmen), Rechenmodell und Materialverhalten sowie deren Streuung müssen dabei berücksichtigt werden. Man kann hier kaum mit charakteristischen oder Designwerten arbeiten. Vielmehr muss bewertet werden, ob die in einer Bandbreite ermittelten Verformungen den Anforderungen entsprechen. Im Sinne des globalen Sicherheitskonzeptes kann man hier eher von zulässigen Verformungen sprechen.

3.2 Rechenmodelle zum Nachweis der Standsicherheit

Zum Nachweis eines Tragwerks im Grenzzustand der Tragfähigkeit geht man üblicherweise so vor, dass die

charakteristischen Werte der Einwirkungen bzw. deren Kombinationen zusammengestellt und mit den entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten beaufschlagt werden. Hieraus werden mit geeigneten Rechenmodellen die Designwerte der Beanspruchungen wie bspw. Schnittgrößen ermittelt und diese den bauartabhängigen Designwerten des Widerstandes gegenübergestellt. Formell ist in dem Nachweis-konzept jedoch keine Größe enthalten, die die Unsicherheiten und Streuungen des Rechenmodells bzw. Rückwirkungen von Systemantwort auf Einwirkungen berücksichtigt. Es wird argumentiert, dass ein Teil des Materialsicherheitsbeiwertes diese Einflüsse mit abdecken soll. Dabei wird jedoch nicht unterschieden, ob der Nachweis für einen Balken auf zwei Stützen geführt wird oder für ein komplexes 3D-Modell wie einem kompletten Gebäudemodell mit möglichen unüberschaubaren Umlagerungen. Naheliegender stellt sich die Frage, wie diese Effekte formal bei der Ermittlung der Verformungen berücksichtigt werden, wo keine Teilsicherheitsbeiwerte vorgegeben sind.

Die geschilderten Problematik ist dem Teilsicherheitskonzept geschuldet (vgl. hierzu Abb. 1). Hier wird davon ausgegangen, dass es zwei streuende Größen ohne nennenswerte gegenseitige Abhängigkeiten gibt. Mit den Teilsicherheitsbeiwerten wird die Nennsicherheit zwischen den charakteristischen Werten der maximalen Beanspruchung $\max E_k$ und des minimalen Widerstandes $\min R_k$ definiert.

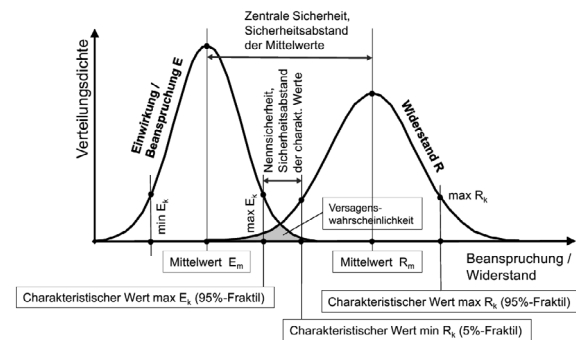


Abb. 1 Teilsicherheitskonzept: Streuung von Einwirkung und Widerstand; Zentrale Sicherheit - Nennsicherheit

Wie bereits geschildert, ist jedoch für einige Tragwerke die Beanspruchung nicht unabhängig von der Systemantwort. Je nach System und Verteilung der Materialeigenschaften können die ungünstigsten Beanspruchungen entstehen, wenn auf der Widerstandsseite die Maximalwerte anstelle der Minimalwerte berücksichtigt werden. Dies ist z.B. häufig bei Zwangsbeanspruchungen gegeben.

Um diese Problematik zu umgehen, wäre es möglich, mit den "wahrscheinlichsten" Werten von Einwirkung und Widerstand zu arbeiten, d. h. mit den Mit-

telwerten. Dementsprechend muss die zentrale Sicherheit anstelle der Nennsicherheit betrachtet werden (vgl. Abb. 1). Hierzu gibt es jedoch in den Regelwerken keine allgemeingültigen Vorgaben.

3.3 Allgemeines nichtlineares Nachweisverfahren

Während für die weitaus überwiegenden Anwendungsfälle Nachweise auf Basis von linearen Rechenmodellen – wie oben beschrieben – geführt werden, ist es für bestimmte Problemstellungen erforderlich, auch nichtlineare Verfahren zu verwenden. Dies sind z.B. Bewertungen bestehender Bauwerke. Für einfache Anwendungsfälle sind hier Regelungen mit fest vorgegebenen Materialparametern im aktuellen EC 2 [1] enthalten. Darüber hinaus sind je nach Anwendungsfall verschiedene abgestufte nichtlineare Nachweisconzepte möglich. Im Folgenden soll ein Vorgehen beschrieben, dass allgemeingültig angewendet werden kann.

Grundlage eines allgemeingültigen nichtlinearen Verfahrens für die Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit sind zutreffende konstitutive Beziehungen in den verwendeten Rechenmodellen für die Ermittlung des Verformungs- und Beanspruchungszustandes einschl. des Riss- und Nachrissverhaltens. Dabei sollten realistische Festigkeits- und Formänderungskennwerte (in der Regel Mittelwerte wie f_{cm} , f_{ctm} , E_{cm} , f_{ym} etc.) zu Grunde gelegt werden. Eindeutige Versagenskriterien müssen definiert werden. Weiterhin sollte in den Rechenmodellen das Verbundverhalten zwischen Bewehrung und Beton sowie das zeitabhängige Materialverhalten (Schwinden und Kriechen) erforderlichenfalls berücksichtigt werden.

Es ist anzumerken, dass komplexe stofflich nichtlineare Finite-Elemente-Berechnungen ein großes Wissen auf dem Gebiet des Stahlbetons und der Numerik voraussetzen und nur von entsprechend fachkundigen Personen durchgeführt werden sollten. Details der Berechnung einschl. der rechnerischen Grenzzustände sind mit den Beteiligten (bspw. Bauherrn, Aufsichtsbehörde) abzustimmen, da sie nicht allgemein regelbar sind.

Die in den Regelwerken angegebenen Einwirkungsgrößen stellen üblicherweise charakteristische Werte dar, wobei die jeweiligen Streuungen der Einwirkungen oft nicht bekannt sind. Vor diesem Hintergrund erweist es sich als praktikabel, ein gemischtes Sicherheitskonzept anzuwenden. Unter Ansatz der Designwerte der Einwirkungen werden die daraus entstehenden Beanspruchungen mit den Mittelwerten der Baustoffeigenschaften ermittelt und auf der Widerstandseite die zentrale Sicherheit zum Nachweis der Auslegung herangezogen.

Zum Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit werden die mit den erforderlichen Sicher-

heitsfaktoren für den Widerstand γ_R vergrößerten Bemessungswerte der Einwirkungen (γ_F -fache Einwirkungen) in den maßgebenden Einwirkungskombination im nichtlinearen Rechenmodell stufenweise mit Hilfe eines globalen Lastfaktors λ_F aufgebracht. Es muss gezeigt werden, dass der Lastfaktor mindestens bis zum Wert $\lambda_F = 1,0$ gesteigert werden kann und dabei die Versagenszustände (bspw. kritische Dehnungen von Beton und Bewehrungsstahl) nicht erreicht werden. Wird ein Lastfaktor $\lambda_F > 1,0$ erreicht, wird hierdurch die Tragreserve gegenüber den erforderlichen Sicherheiten ausgewiesen. Zur Festlegung des Teilsicherheitsfaktors γ_R sind die materialspezifischen Beiwerte (siehe EC2) unter Berücksichtigung der vorwiegenden Versagensart (Stahl- oder Betonversagen) festzulegen. Weiterhin ist ein Zuschlag zur Berücksichtigung der Streuung zwischen charakteristischen Festigkeitswerten und den in den Berechnungen verwendeten Kennwerten (i.d.R. Mittelwerten) sowie ein Zuschlag γ_A für die größere Modellunsicherheit bei komplexen nichtlinearen Nachweisverfahren erforderlich. Gegebenenfalls sollten Sensitivitätsstudien durchgeführt werden.

Sofern die Betonzugfestigkeit einen signifikanten Einfluss auf die Ergebnisse hat und die Streuung der Zugfestigkeit nicht in den o.g. Sicherheitszuschlägen erfasst ist, sollten zusätzlich auch Grenzbetrachtungen mit unteren und oberen Betonzugfestigkeitswerten durchgeführt werden. Als Ergebnis dieser Untersuchungen könnten zusätzliche Sicherheitszuschläge erforderlich werden.

Das Nachweisformat für den Grenzzustand der Tragsicherheit stellt sich formell wie folgt dar:

$$R_m \geq \lambda_F \cdot (\gamma_A \cdot \gamma_{Rm} \cdot \gamma_{Ek} \cdot E_k) \quad (2)$$

- mit
- E_k = Beanspruchung, ermittelt aus den charakteristischen Einwirkungsgrößen und Mittelwerten der Materialeigenschaften
 - R_m = Widerstand auf Basis von Mittelwerten der Materialeigenschaften (Festigkeiten, Grenzdehnungen, ...)
 - γ_{Ek} = Teilsicherheitsbeiwert der Einwirkung nach EC 0 (bezogen auf charakteristischen Wert)
 - γ_{Rm} = Teilsicherheitsbeiwert des Widerstandes nach EC 2 sowie eines Zuschlages zur Berücksichtigung der Streuung zwischen charakteristischen Festigkeitswerten und den in den Berechnungen verwendeten Mittelwerten

- γ_A = Teilsicherheitsbeiwert zur Berücksichtigung der größeren Modellunsicherheit bei komplexen nichtlinearen Analysemodellen
- λ_F = globaler Lastfaktor im numerischen Rechenmodell, wobei bei inkrementeller Belastung ein Faktor $\lambda_F \geq 1,0$ erreicht werden muss

Fasst man die genannten Teilsicherheitsfaktoren zusammen, erhält man einen globalen Sicherheitsbeiwert, der jedoch variabel ist, je nach Versagensart. Der Nachweis nach Gleichung (2) muss für jede zu untersuchende Bemessungssituation erfolgen. Aufgrund der nichtlinearen Zusammenhänge können einfache Überlagerungen nicht vorgenommen werden.

4 Tragfähigkeitsanalyse einer Schleuse

4.1 Problemstellung

Ein Praxisbeispiel, bei dem die Verformungen der Stahlbetonstrukturen eine wesentliche Rolle zur Bewertung der Standsicherheit und Dauerhaftigkeit spielen, ist das hier beschriebene Schleusenbauwerk Uelzen I. Die Schleuse ist eines von zwei Abstiegsbauwerken des Elbe-Seitenkanals, das in den Jahren 1970 bis 1974 errichtet wurde. Seit ihrer Errichtung wurden mehrfach die Verformungen der Kammerwände gemessen. Bei der Auswertung der Messergebnisse zeigte sich neben den elastischen Verformungen zwischen den Lastfällen Unterwasser und Oberwasser sowie den saisonalen, temperaturbedingten Verformungen eine Zunahme bleibender Verformungen. Die Zunahme dieser Verformungen verringerte sich jedoch tendenziell im Laufe der Jahre. Die Ursachen hierfür mussten untersucht werden, die Standsicherheit nachgewiesen sowie eine Prognose über die zukünftige Entwicklung (Dauerhaftigkeit) abgegeben werden. Abb. 2 zeigt einen beispielhaften Querschnitt der Schleuse.

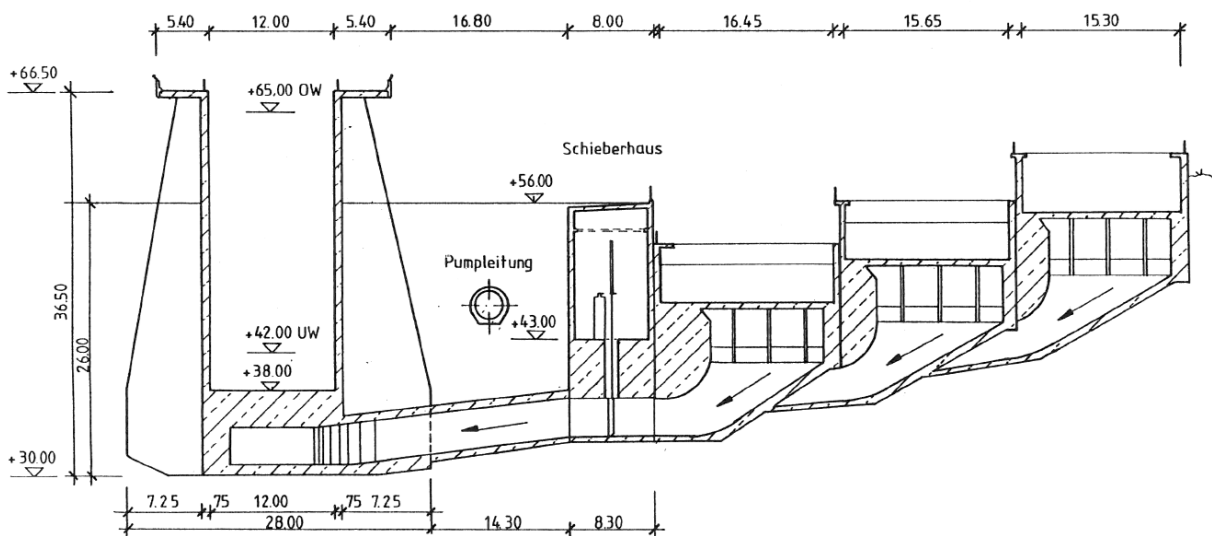


Abb. 2: Querschnitt der Schleuse Uelzen 1 mit Schieberhaus und Sparbecken

4.2 Untersuchungen

4.2.1 Rechenmodell, Diskretisierung

Schon im Jahr 1995 wurden zu der Problematik umfangreiche Untersuchungen durchgeführt. Im Auftrag der Bundesanstalt für Wasserbau wurden im Büro Prof. Eibl + Partner GbR numerische Analysen durchgeführt, um zu untersuchen, ob die bleibenden Verformungen auf eine im Laufe der Zeit zunehmende Rissbildung in der Rahmenecke des Kammertroges zurückzuführen waren oder ob ein Nachgeben der

Bettung im Baugrund die Ursache war [3]. Ein repräsentativer Querschnitt der Schleuse Uelzen I wurde mit Hilfe eines 2D-Scheibenmodells sehr detailliert modelliert mit diskreter Abbildung des Betons und der Bewehrung. Jedoch war bei den Untersuchungen vor 20 Jahren die Rechenleistung im Vergleich zu heute sehr begrenzt, so dass in der Modellierung Vereinfachungen getroffen werden mussten. Dies betraf insbesondere die Interaktion Bauwerk mit dem Baugrund, der lediglich als elastische Bettung berücksichtigt werden konnte. Die seinerzeit durchgeführten Untersuchungen ergaben, dass zum damali-

gen Zeitpunkt zwar keine Bedenken bzgl. der kurzfristigen Standsicherheit bestanden, jedoch die weitere Entwicklung und die Ursachen für die zunehmenden bleibenden Verformungen nicht hinreichend geklärt werden konnten.

Zwischenzeitlich haben sich die Untersuchungsmöglichkeiten sowie die Regelwerke weiterentwickelt. Nach der bauaufsichtlichen Einführung der Eurocodes wurde unser Büro SMP Ingenieure im Bauwesen GmbH erneut beauftragt, weitere Analysen zur Schleuse Uelzen 1 auf Grundlage der aktuellen Regelwerke durchzuführen. Es sollte mit Hilfe nichtlinearer Berechnungen das aktuelle Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsfaktoren zu berücksichtigt werden. Die Umsetzung dieser Aufgabe erfolgte in Anlehnung

an das nichtlineare Nachweisverfahren des nationalen Anhangs der DIN EN 1992-1-1 (Eurocode 2) [2].

Mit der Weiterentwicklung der numerischen Methoden und gestiegenen Rechenleistung konnte nun der Detaillierungsgrad deutlich erhöht werden. Im Unterschied zu den bisherigen Berechnungen wurde der Baugrund jetzt als Kontinuum abgebildet, um eine realistische Interaktion Bauwerk/Baugrund zu erfassen. Außerdem wurde die 3D-Tragwirkung im Bereich der Rippen im aktuellen 2D-Modell genauer abgebildet sowie die benachbarten Bauwerke näherungsweise im Rechenmodell erfasst. Im Hinblick auf die Interaktion von Baugrund und Bauwerk mussten auch die Bauzustände berücksichtigt werden. Die Abb. 3 verdeutlicht das Gesamt-FE-Modell.

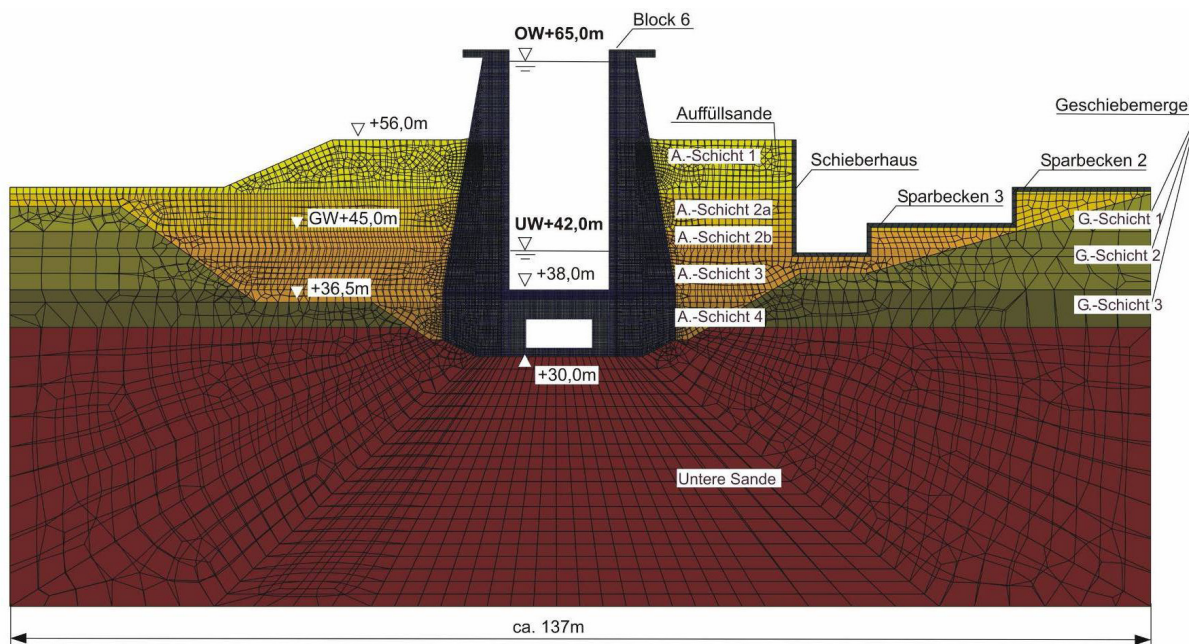


Abb. 3 Gesamtmodell der Schleusenammer mit Baugrund und Nebengebäuden in einem repräsentativen Schnitt; zwischen Baugrund und Betonstruktur wurde eine Kontaktfläche definiert

4.2.2 Konstitutive Beziehungen

Für die Berechnungen wurde das FE-Programm Abaqus/Standard von Simulia verwendet [4]. Alle maßgebenden materiellen Nichtlinearitäten, wie plastische Verformungen im Druckbereich sowie Rissbildung im Beton, Fließen der Bewehrung, plastische Verformungen im Boden und Kontakt mit Reibung zwischen Schleusenwand und Baugrund wurden im Berechnungsmodell berücksichtigt. Bei der Berücksichtigung der Rissbildung im Beton musste die Größe der Elemente sorgfältig gewählt und auf die stoffgesetzliche Umsetzung abgestimmt werden.

Die Analysen wurden mit dem im Abaqus implementierten Betonstoffgesetz "Concrete Damaged Plasticity" durchgeführt. Dieses Stoffgesetz bildet das

nichtlineare Verhalten im Druckbereich bis zur Druckfestigkeit σ_{cu} (bzw. f_{cm}) und anschließender Entfestigung (vgl. Abb. 4), ab. Außerdem werden im Zugbereich die Rissbildung bei Erreichen von σ_{t0} und das Nachbruchverhalten auf Grundlage der Bruchenergie berücksichtigt (vgl. Abb 5). Um den Einfluss eines mehraxialen Spannungszustandes realitätsnah abzubilden, arbeitet das Stoffgesetz mit Fließflächen, die auch den Bruch bei biaxialer Beanspruchung gut erfassen (Abb. 6). Außerdem ist das Stoffgesetz für zyklische Belastungen optimiert, so dass es für den vorliegenden Anwendungsfall mit Wechsel zwischen Unter- und Oberwasser besonders geeignet ist.

Die im Detail verwendeten Materialparameter können im Rahmen dieses Beitrags nicht alle erläutert und wiedergegeben werden. Als Basis lag ein

umfangreiches Erkundungsprogramm zur Bestimmung von realistischen Kennwerten von Beton und Baugrund zugrunde.

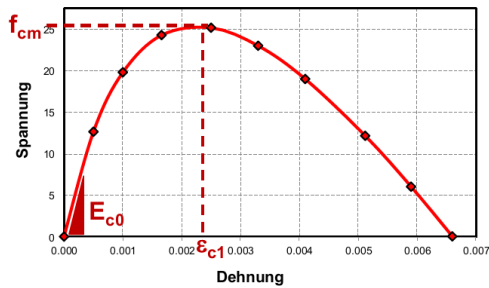


Abb. 4 Einaxiale Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Beton im Druckbereich

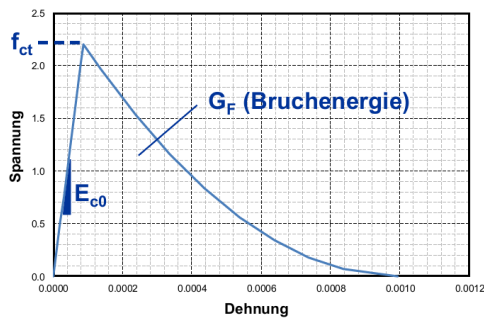


Abb. 5 Spannungs-Dehnungs-Beziehung Beton im Zugbereich; die Bruchenergie wurde nach fib Modelcode 2010 [5] ermittelt

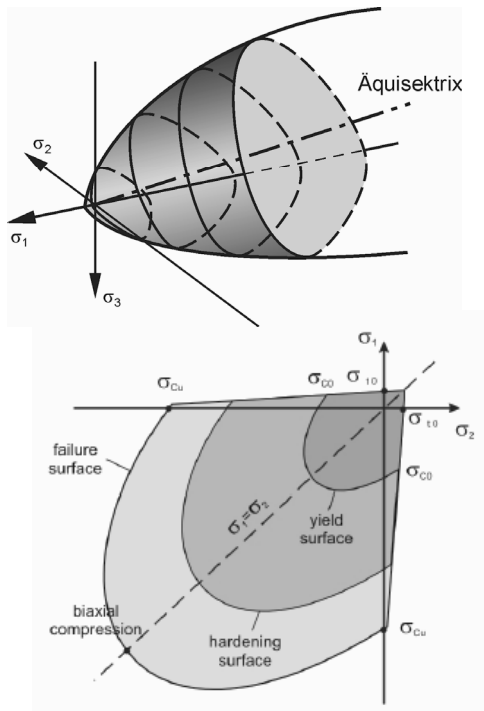


Abb. 6 3D-Bruchflächen im Abaqus Betonstoffgesetz "Concrete Damaged Plasticity"

4.2.3 Überprüfung und Kalibrierung des Rechenmodells

Bei komplexen nichtlinearen Berechnungen ist es unabdingbar, das Rechenmodell auf Plausibilität hin zu überprüfen und soweit möglich an der Realität zu kalibrieren. Hierfür konnten die an den Kammerwänden durchgeführten Verformungsmessungen zwischen den Lastzuständen Unter- und Oberwasser herangezogen werden. Der mit dem Modell berechnete Wechsel zwischen Ober- und Unterwasser ergab zunächst eine Verformung von 63 mm, während die gemessenen Verformungen mit 56 mm etwas darunter lagen. Zur Kalibrierung des Modells wurde die Bodensteifigkeit angepasst, da die Bodenkennwerte gegenüber dem Beton naturgemäß die größte Streuung aufweisen. Nach mehreren Iterationen wurde bei einer Erhöhung der Baugrundsteifigkeit um ca. 30% die gemessenen Verformungen auch im Rechenmodell ungefähr erreicht (Abb. 7).

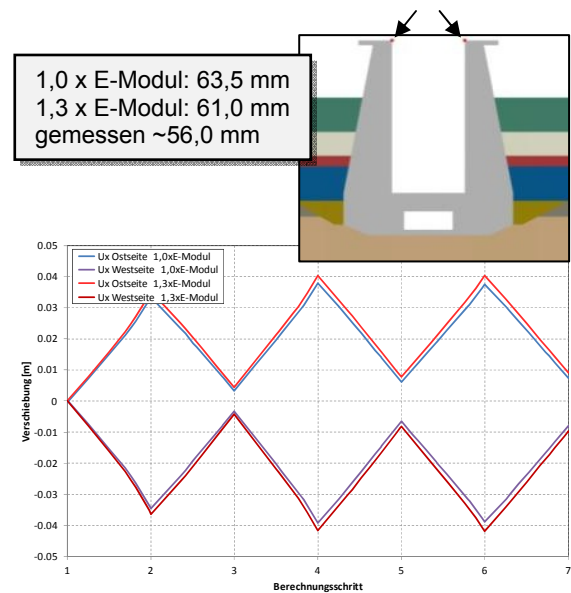


Abb. 7 Kalibrierung des Modells anhand von Verformungsmessungen der Kammerwände

Anschließend wurde der aus der Interaktion berechnete Verlauf des Erddrucks zwischen Kammerwand und Baugrund mit den üblichen Erddruckansätzen nach DIN 4085 verglichen (Abb. 8). Wie zu erwarten, liegt der Erddruck aufgrund der nachgiebigen Kammerwand zwischen dem aktiven Erddruck und dem Erdruhedruck. Die Verformung der Kammerwand wirkt sich insbesondere im oberen Bereich aus, weshalb der Erddruck dort teilweise sogar mit dem aktiven Erddruck übereinstimmt. Die Auswirkung der Verformungen der Schleusenwand auf den Boden erkennt man in den entsprechenden Ergebnisplots, die hier nicht wiedergegeben werden können, auch an den sich ausbildenden Erdkeilen mit Plastifizierungen.

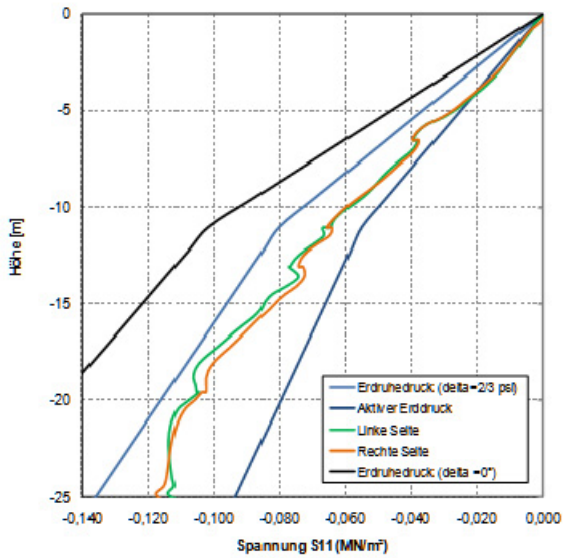


Abb. 8 Vergleich der Erddruckverteilung zwischen berechneten Werten (Interaktion) und Erdruehdruck bzw. aktivem Erdruehdruck nach DIN 4085

Für eine realitätsnahe Erfassung der Erddruckverteilung über die Höhe der Schleusenammer mussten auch die maßgebenden Bauzustände berücksichtigt werden. Hierzu wurde die Schleuse modelltechnisch zunächst in die offene Baugrube eingesetzt und der Aushub dann lagenweise im Modell hinzugefügt. Nach jeder Modelländerung wurden so viele Berechnungsschritte durchgeführt, bis das Gleichgewicht im Modell erreicht wurde. In Abb. 9 sind exemplarisch vier der acht berücksichtigten Bauzustände dargestellt. Die Wirkung des Wassers wurde als hydrostatischer Druck an den Innenseiten der Kammerwände im Modell angesetzt. Dabei wurde auch u.a. der Porenwasserdruck in Rissen berücksichtigt.

4.2.4 Auswahl und Durchführung der Nachweise

Neben den üblichen Nachweisen im Gebrauchszustand und im Grenzzustand der Tragfähigkeit wurden Ermüdungsnachweise geführt und der Einfluss der saisonalen Temperaturdehnungen untersucht. Die Abb. 10 zeigt beispielsweise eine Temperaturverteilung im Bauwerk im Sommer.

Zur Kontrolle wurden neben den Nachweisen am nichtlinearen Gesamtmodell auch Nachweise an ausgewählten Querschnitten geführt. Hierfür wurden die Schnittgrößen durch Intergration der Spannungen in den betrachteten Schnitten des Gesamtmodells ermittelt und mit Hilfe von Bemessungsprogrammen auf Querschnittsebene kontrolliert. Zusätzlich wurden Berechnungen mit Laststeigerungen bis zum Versagen geführt, um vorhandene Tragreserven abschätzen zu können.

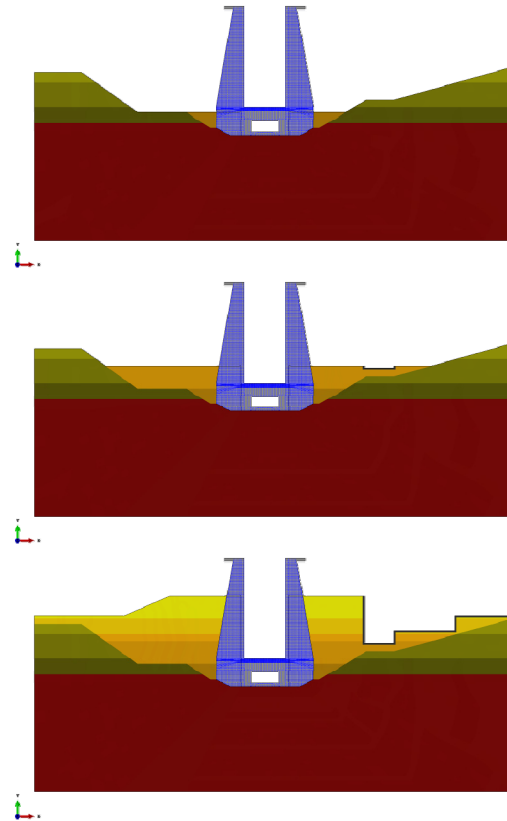


Abb. 9 Drei der insgesamt acht berücksichtigten Bauzustände.

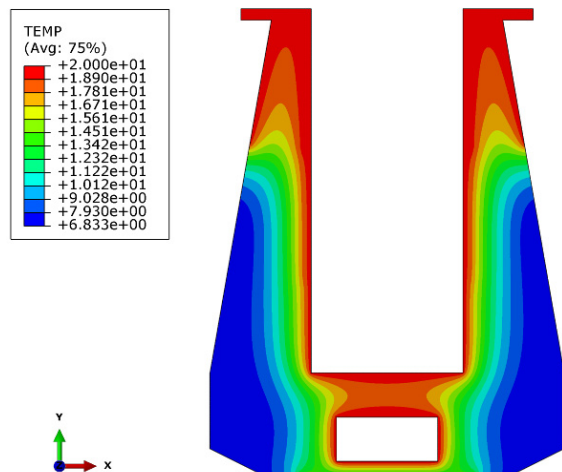


Abb. 10 Temperaturverteilung in der Schleusenammer im Sommer

Für die Nachweise im Gebrauchszustand wurde das Modell zunächst mit den Bauzuständen initialisiert und dann solange im Wechsel mit Unterwasser und Oberwasser belastet, bis sich ein stabilisiertes Rissbild einstellte. Erst danach wurden die im vorigen Kapitel genannten Plausibilitätskontrollen, die Nachweise im

Gebrauchszustand und die Ermüdungsnachweise geführt. Bei dem gewählten Vorgehen für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit werden alle auf die Schleuse einwirkenden Lasten mit Teilsicherheitsfaktoren beaufschlagt. Der Erddruck wirkt bei Unterwasser als äußere Last destabilisierend und damit ungünstig und bei Oberwasser stabilisierend in Form einer elastischen Bettung und damit günstig. Entsprechend muss die Wirkung des Baugrundes mit Teilsicherheitsbeiwerten erhöht oder abgemindert werden. Diese Erhöhung oder Abminderung kann im Rechenmodell so nicht realisiert werden, wenn der den Erddruck erzeugende Baugrund im Modell direkt abgebildet wird. Aus diesem Grund wurden diese Berechnungen wie folgt durchgeführt: Zunächst wurde am initialisierten Modell mit stabilisierten Rissbild der an der Schleusenwand wirkende Erddruck ausgelesen. Danach wurden die Finiten Elemente der Baugrund-Auffüllung im Modell deaktiviert und gleichzeitig die Wirkung des deaktivierten Bodens durch einen entsprechenden Druckkraftverlauf an der Schleuse und auf den nun freiliegenden Baugrund ersetzt. Im Idealfall befindet sich das Modell danach im Gleichgewicht ohne jegliche Verformungen. Im Anschluss daran können alle Lasten inklusive des Baugrundes mit entsprechenden Teilsicherheitsfaktoren multipliziert werden. Dabei ergeben sich komplexe Lastfallkombinationen, da Teile des Erddrucks, die aus dem Eigengewicht des Bodens resultieren, mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G = 1,35$ und andere aus Verkehr auf dem Baugrund mit $\gamma_G = 1,5$ zu erhöhen sind. Für den maßgebenden Belastungszustand Unterwasser wurde beispielsweise die rechnerische Belastung E_F nach folgender Kombinationsvorschrift angesetzt:

$$E_F = \lambda_F \cdot \gamma_{Rm} [1,0G + 0,8UW + 1,35GW + 1,5P_{Zug} + 1,35E_{UW0V} + 1,5(E_{UWmV} - E_{UW0V})]$$

mit der stabilisierenden Wirkung des Eigengewichts G der Schleuse, dem Wasserdruck UW , dem Druck aus Grundwasser GW , dem Pollerzug P_{Zug} , dem Erddruckanteil aus Unterwasser ohne Verkehr E_{UW0V} und dem Erddruckanteil aus Unterwasser mit Verkehr E_{UWmV} . Der Faktor γ_{Rm} in der Kombinationsvorschrift stellt den einheitlichen Teilsicherheitsfaktor auf der Widerstandsseite dar, der Faktor λ_F beschreibt den globalen Lastfaktor.

4.3 Ergebnisse und Bewertung

Sowohl die Nachweise im Gebrauchszustand als auch die Ermüdungsnachweise sowie die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit konnten erbracht werden. Die vergleichenden Nachweise auf Querschnittsebene zeigten eine gute Übereinstimmung zu den globalen Nachweisen. Zur Abschätzung vorhandener Tragreserven wurde unter Ansatz eines einheitlichen Teilsicherheitsbeiwertes auf der Widerstand-

seite von $\gamma_{Rm} = 1,3$ der λ_F -Wert solange erhöht, bis einer der Grenzzustände nach DIN EN 1992-1-1/NA erreicht wurde. Als Grenzzustand werden ein Überschreiten der Dehnung von 25‰ in der Bewehrung, ein Unterschreiten der Dehnung von -3,5‰ im Beton oder das Erreichen eines „kritischen Zustandes des indifferenten Gleichgewichts“ im Gesamtsystem oder in Teilen davon definiert.

Die Berechnungen haben gezeigt, dass für den Belastungszustand Oberwasser einer der Grenzzustände früher erreicht wird als bei Unterwasser. Während die Dehnungen in der Bewehrung noch deutlich unter dem Grenzwert von 25‰ liegen, überschreitet die Druckdehnung im Beton -2‰. Da die angesetzte Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Beton ab $\epsilon_{c1} = 2,25$ den abfallenden Ast erreicht, tritt im Rechenmodell bei $\lambda_F = 1,5$ ein indifferentes Gleichgewicht auf. Die Abb. 10 zeigt die Verformungen der Kammerwände bis zum Bruch, aufgetragen über den Laststeigerungsfaktor. Somit konnte eine Tragreserve über den Grenzzustand der Tragfähigkeit von $\lambda_F = 1,5$ ermittelt werden. In Kombination mit dem gewählten Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_{Rm} = 1,3$ kann die Standsicherheit als gegeben angesehen werden.

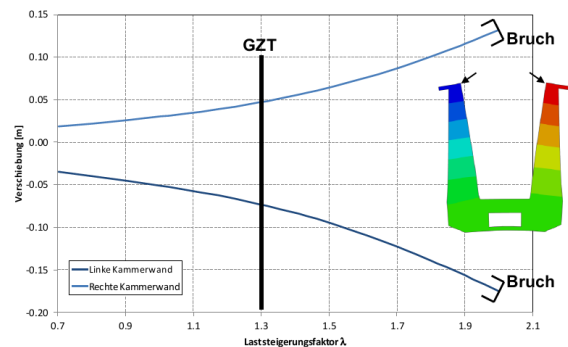


Abb. 11 Horizontale Verschiebungen in der Schleuse bei UW, aufgetragen über den laststeigerungsfaktor $\lambda = \lambda_F \cdot \gamma_{Rm}$

Bei der hier vorliegenden Aufgabe war es besonders wichtig, die Verformungen realitätsnah in dem Nachweismodell zu erfassen. Die Stahlbetonstrukturen der Schleuse müssen bemessen werden für Differenzkräfte aus Wasserdruck und Erdwiderstand bzw. Erddruck. Diese Einwirkungen stellen sehr große Kraftgrößen dar, so dass schon bei kleinen Unschärfen der Annahmen nennenswerte Unterschiede in den bemessungsrelevanten Differenzkräften auftreten. Das hier vorgestellte Projekt mit den komplexen gegenseitigen Abhängigkeiten von Einwirkung und Systemantwort zeigt, dass es für besondere Anwendungsfälle äußerst schwierig ist, die Nachweise auf Basis des üblichen Teilsicherheitskonzeptes zu führen.

5 Auslegung einer Stahlbetonbrücke

5.1 Problemstellung

Bei Spannbetontragwerken spielt bekanntermaßen die Ermittlung von Verformungen eine wichtige Rolle, um insbesondere die Vorspannungszustände zuverlässig zu erfassen. Beim folgenden Beispiel kommt eine weitere Besonderheit hinzu. Es handelt sich um eine Brücke in integraler Bauweise, bei alle Zwangsbeanspruchungen und -verformungen von der Konstruktion aufgenommen werden müssen. Unser Büro SMP übernahm für dieses Bauwerk die Ausführungsplanung im Auftrag der Baufirma Alpine.

Das Bauwerk EÜ Unstruttalbrücke ist mit 2669 m und 46 Feldern die zweitlängste Eisenbahnbrücke in

Deutschland. Die Abb. 12 zeigt eine Übersicht der Brücke. Es kam eine integrale Bauweise mit sehr großen Abschnittslängen von 580 m zur Ausführung, welche bisher so noch nicht ausgeführt wurden. Hinzu kam eine Pfahlgründung mit stark wechselnden und schwierigen Bodenverhältnissen. So mussten u.a. Bogenkämpferfundamente mit 50 MN Bogen Schub über Großbohrpfähle ausgeführt werden. Die neue Bauweise erforderte vertiefte Untersuchungen mit zahlreichen Sonderbetrachtungen. Hier sollen zur Übersicht nur die Verformungsproblematik an den Dilatationsstellen der Teilabschnitte angesprochen werden.



Abb. 12 Zweigleisige Bundesbahnbrücke über die Unstrut mit einer Gesamtlänge von 2669 m

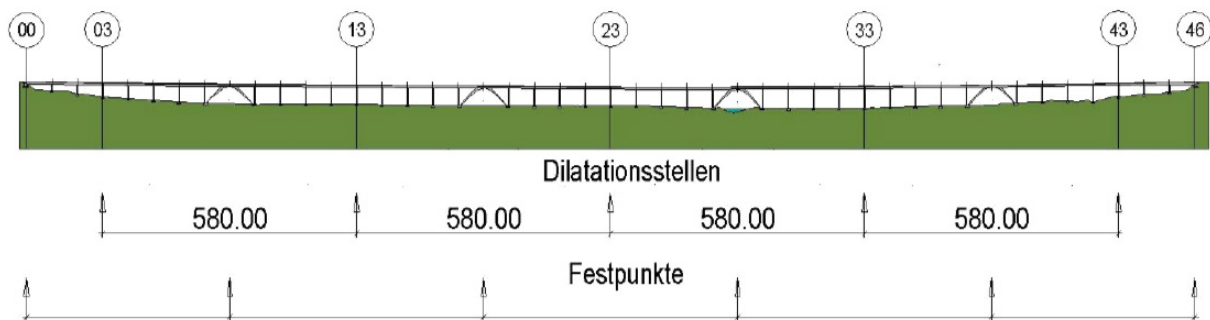


Abb. 13 Systemschnitt der Brücke; die Bogenmittelpunkte stellen Fixpunkte der 580 m langen Teilabschnitte dar

5.2 Verformungen an den Dilatationsstellen

Die einzelnen Teilabschnitte von 580 m Länge werden als integraler Baukörper hergestellt. Überbau und Pfeiler werden monolithisch ohne Lager und Dehnungsfugen errichtet. Der Verträglichkeit in den einzelnen Beanspruchungszuständen kommt hier im Hinblick auf Dauerhaftigkeit (Zwängungen, Rißbil-

dungen, Verformungen) große Bedeutung zu. Es wird angenommen, dass an den jeweiligen Stichpunkten der Bogentragwerke Fixpunkte vorliegen.(vgl. Abb. 13), die auch die Horizontalkräfte aufnehmen können. Relativverformungen der einzelnen Abschnitte infolge Last, Temperatur und Zwang müssen an den Dilatationsstellen aufgenommen werden. Eine Be-

sonderheit stellt hierbei die Ausbildung des Stützpfeilers an den Dilatationsstellen dar. Hier wird der Brückenpfeiler zweiteilig ausgeführt und dadurch die Horizontalsteifigkeit in Längsrichtung deutlich reduziert. So wurde die Möglichkeit geschaffen, dass sich die beiden Teilquerschnitte gegeneinander verschieben können. Abb. 14 zeigt die Ausführung.

Die Fuge zwischen den Teilabschnitten zum Ausgleich von unvermeidlichen Längenänderungen musste optimiert werden. Eine zuverlässige Voraussage der möglichen Verformungen ist dabei essentiell. Die in den verschiedenen Bauzuständen sowie dem Endzustand zu erwartenden Verformungen sind ausschlaggebend für die Auslegung des Doppelpfeilers. Durch Vorspannung, Kriechen, Schwinden, unterschiedliches Betonalter der einzelnen Überbauabschnitte im Zuge des Baufortschrittes, Herstellungsverfahren (Taktchieben) sowie den Belastungen aus dem Zugverkehr (z.B. Bremslasten) sind die unterschiedlichsten Verformungseinflüsse zu betrachten.

Die jeweiligen Zustände und der Bauablauf einschl. Vorspannung wurden in aufwendigen FE-Simulationen untersucht. So stellte sich im Rahmen der Untersuchungen heraus, dass es für die Auslegung des Doppelpfeilers günstig (und auch notwendig) ist, die obere Gabel zunächst zusammenzuspannen, um Verformungen zu kompensieren. Die Abb. 15 zeigt die einzelnen Schritte der Herstellung. Zunächst werden die Pfeiler lotrecht hergestellt. Anschließend werden die beiden Pfeilerquerschnitte im oberen Drittel zusammengespant, so dass der Relativabstand auf jeder Seite um 15 cm verringert

wird. Danach erfolgt die Betonage der beiden Überbauabschnitte, die monolithisch mit den jeweiligen Pfeilerquerschnitten verbunden werden, wobei anfangs nur eine sehr geringe Fuge zwischen den Abschnitten vorgesehen wird. Im nächsten Schritt wird die Vorspannung der Pfeiler wieder gelöst, die Relativverformung nimmt zu.



Abb. 14 Pfeilerausbildung: links Einzelpfeiler als Regelquerschnitt, rechts Doppelpfeiler an Dilatationspunkten

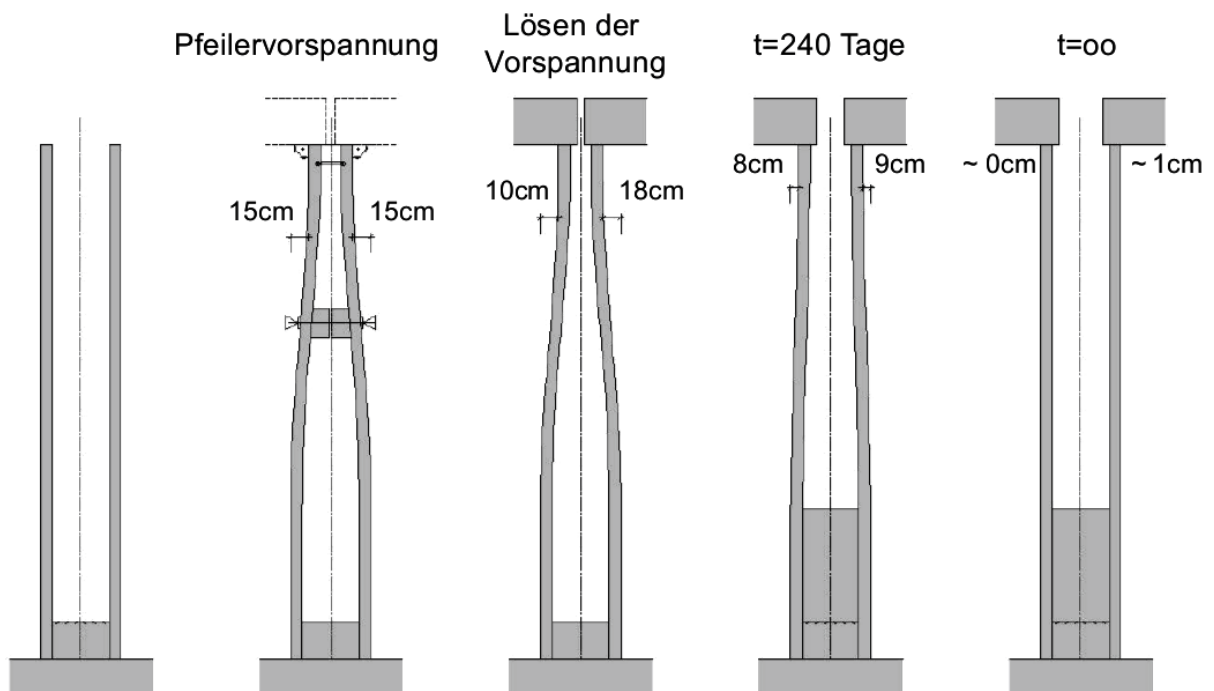


Abb. 15 Zweigleisige Bundesbahnbrücke über die Unstrut mit einer Gesamtlänge von 2669 m

Die unterschiedlichen Beanspruchungen im Pfeiler nach Aufbringung der Vorspannung sowie dem Lösen sind beispielweise in Abb. 16 dargestellt.

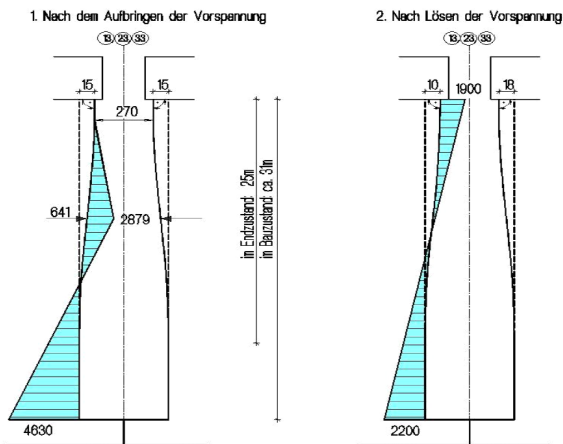


Abb. 16 Beanspruchung des Doppelpfeilers vor und nach dem Lösen der Vorspannung

Im Laufe der Zeit verkürzen sich die Überbauabschnitte infolge von Vorspannung, Kriechen und Schwinden. Die Verformungen nehmen weiter zu. Nach 240 Tagen ist noch eine Verschiebung von ca. 8 cm gegenüber der Senkrechten zu verzeichnen. Im Endzustand $t = \infty$ (linke Skizze in Abb. 15) ist dann nahezu die senkrechte Anordnung gegeben. Nun stehen ca. 30 cm Fugenbreite zur Verfügung, die die noch zu erwartenden Verformungen wie z.B. aus Temperaturdehnungen aufnehmen kann. Gleichzeitig sind die einzelnen Pfeilerquerschnitte so weich, dass sie die Verformungen mitmachen können. Die Abb. 17 gibt einen Eindruck vom Doppelpfeiler mit verbundenem Überbau im Bauzustand.

Zusammenfassend ist anzumerken, dass der Ermittlung der Verformungen bei solch einem Bauwerk in integraler Bauweise, verbunden mit den hohen Anforderungen aus der Nutzung als Hochgeschwindigkeitsstrecke der Bundesbahn mit viel Aufwand betrieben werden musste, um das Zusammenwirken der einzelnen Tragwerke in den verschiedensten Bemessungssituationen zu erfassen und eine Bewertung zu ermöglichen.



Abb. 17 Ausbildung des Doppelpfeilers im Bauzustand (Quelle Wikimedia)

6 Literatur

- [1] DIN EN 1990:2010-12: Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010 mit DIN EN 1990/NA:2010-12
- [2] DIN EN 1992-1-1:2011-01 - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010 mit DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01
- [3] Gutachten: Finite Element Studien zu den Verformungen der Kammerwände der Schleuse Uelzen. Prof. Eibl + Partner GbR. 26. Juli 1995
- [4] ABAQUS Version 6.11-1, Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc., Pawtucket, 2003.
- [5] fib Model Code 2010 - Volume 1+2. 2012

Autoren

Dr.-Ing. Franz-Hermann Schlüter

Dr.-Ing. Andreas Fäcke

SMP Ingenieure im Bauwesen GmbH

Stephanienstraße 102

76133 Karlsruhe

Vorspannversuch für ein adiabates Druckluftspeicherkraftwerk

Christoph Niklasch und Peter-Michael Mayer

Zusammenfassung

Bei der Umstellung der Elektrizitätserzeugung auf erneuerbare Energien steigt der Bedarf an Stromspeichern. Adiabate Druckluftspeicherkraftwerke sind eine Möglichkeit, Strom im GWh-Bereich zu speichern. Die dazu benötigten Wärmespeicher stellen höchste Anforderungen an die Bautechnik. Nachfolgend werden die Anforderungen an den Wärmespeicher zusammen mit einer Lösungsmöglichkeit kurz umrissen, bevor ein Versuchsaufbau zur Untersuchung der Vorspannsysteme, die für einen solchen Wärmespeicher benötigt werden, vorgestellt wird.

1 Allgemeines

Die Stromerzeugung in Deutschland wird aktuell verstärkt auf erneuerbare Energien umgestellt. Mit dem steigenden Anteil erneuerbarer Energien steigt gleichzeitig die Fluktuation der Stromerzeugung. Neben verstärkten Gradienten in der Stromerzeugung werden zunehmend auch Zeiten auftreten, an denen die Erzeugung die Nachfrage übersteigt. Der Bedarf an Speichermöglichkeiten für elektrischen Strom wird daher voraussichtlich mittel- bis langfristig deutlich ansteigen. Für Leistungen im Bereich von mehreren hundert MW und Kapazitäten im Bereich von mehreren hundert MWh bis in den Bereich von GWh sind Pumpspeicherkraftwerke die technisch bewährte und kostengünstigste Speichermöglichkeit. Das Ausbaupotential für Pumpspeicherkraftwerke in Deutschland ist allerdings begrenzt und die Akzeptanz in der Bevölkerung für neue Anlagen häufig nicht gegeben.

Adiabate Druckluftspeicherkraftwerke stellen sowohl von der Leistung als auch von den spezifischen Kosten eine Alternative zu Pumpspeicherkraftwerken dar. Im Rahmen der beiden FuE-Projekte ADELE und ADELE-ING wurde die Adiabate Druckluftspeichertechnik durch die Partner RWE Power AG, General Electric Global Research, Ed. Züblin AG, ESK GmbH (RWE Group) und dem Deutschen Zentrum für Luft- und Raumfahrt e.V. (DLR) weiterentwickelt und die Anlagenkonzepte im Hinblick auf niedrige Investitionskosten sowie niedrige Gesamtkosten optimiert.

2 ADELE – Basiskonzept für adiabaten Druckluftspeicher

2.1 Anlagenkonzept

Im Rahmen des Projekts ADELE wurde ein adiabater Druckluftspeicher entwickelt, der einen hohen Gesamtwirkungsgrad mit einem einfachen Gesamtanlagenkonzept vereint. Abbildung 1 zeigt ein Schema des Anlagenkonzepts mit den Hauptkomponenten Kompressorstrang, Wärmespeicher, Kaverne und Expanderstrang.

Bei der Stromeinspeicherung wird im Kompressorstrang Luft mit möglichst geringer Zwischenkühlung auf ca. 60-70 bar verdichtet. Bei der Verdichtung erwärmt sich die Druckluft auf mehr als 600 °C. Die verdichtete Luft tritt mit einer Eintrittstemperatur von mehr als 600 °C bei einem Druck zwischen 60 und 70 bar in den Wärmespeicher ein. In diesem wird die Wärme an das Wärmespeicherinventar abgegeben und zwischengespeichert. Mit einer Temperatur von weniger als 100 °C verlässt die Druckluft den Wärmespeicher und wird in einer Salzkaverne zwischengespeichert. Soll Strom ausgespeichert werden, tritt die Luft aus der Kaverne mit einer Temperatur von ca. 20 °C aus und wird im Wärmespeicher auf Temperaturen von ca. 600 °C bis 650 °C aufgeheizt. Die erhitzte Druckluft wird in einem Expander auf Umgebungsdruck entspannt und treibt dabei einen Generator an, der wieder elektrischen Strom erzeugt.

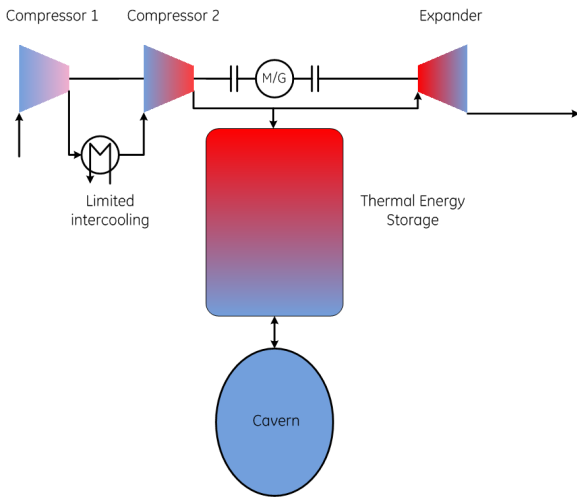


Abb. 1: Prozessfließbild des adiabaten Druckluftspeicherkraftwerks [1]

Durch ein solches Anlagenkonzept ist es möglich, Strom ohne Zufuehrung zu speichern. Wirkungsgrade von Strom zu Strom bis etwa 70 Prozent sind realisierbar [1]. Tabelle 1 gibt einen Überblick über die Eckdaten des Gesamtprozesses.

Tab. 1: Eckdaten des einstufigen Gesamtprozesses, ADELE [1]

Gesamtanlage (einsträngig)	Größe	Einheit
Stromerzeugungsleistung	ca. 90	MW
Speicherkapazität	ca. 360	MWh
Volllastbetriebsdauer bei Ausspeicherung	4	h
Oberes Temperaturniveau	> 600	°C
Betriebsdruck	50-100	bar

2.2 Wärmespeichertechnologie

Der Wärmespeicher ist eine der Kernkomponenten adiabater Druckluftspeicherkraftwerke und bestimmt maßgebend die Kosten und Leistungsfähigkeit der Gesamtanlage. Er hat die Aufgabe, die Kompressionswärme, die in nichtadiabaten Druckluftspeichern wie Hüntdorf [2] nicht nutzbar ist, zwischenspeichern und bei der Entladung wieder dem Prozess auf möglichst hohem Temperaturniveau zuzuführen.

Regeneratorwärmespeicher mit einem direkten Kontakt zwischen dem wärmeübertragenden Medium Druckluft und dem Wärmespeichermaterial bieten sich für diesen Einsatzzweck besonders an. Durch den Verzicht auf zwischengeschaltete Wärmetauscher wird der zweifache Temperaturverlust über den Wärmetauscher hinweg vermieden, der nicht unter einer Größenordnung von 5-10 K pro Übertragungsvorgang mit einer üblichen Wärmetauscherauslegung liegen wird. Der zweite Vorteil liegt in der Möglichkeit, Wärmespeicherinventare mit einer hohen spezifischen Oberfläche und einem damit einhergehenden hohen Temperaturgradienten im Wärmespeicher einzusetzen.

Nachteilig am direkt durchströmten Regeneratorspeicher ist jedoch die Tatsache, dass der das Speicherinventar aufnehmende Behälter als Druckbehälter auf den vollen auftretenden Betriebsdruck und die volle Betriebstemperatur auszulegen ist. Um die Temperaturbeanspruchung der Behälterwand zu reduzieren und die einzusetzenden Behältermaterialien mechanisch möglichst weit ausnutzen zu können, bedingt dies bei diesem Temperaturniveau auch eine innenliegende Isolierung.

Als Wärmespeicherinventar besteht grundsätzlich die Möglichkeit, keramische Formsteine oder Schüttungen aus Keramikmaterial oder temperaturbeständigen Naturmaterialien auszubilden. Schüttungen lassen sich leichter mit einer sehr hohen spezifischen Oberfläche von mehr als 80 m²/m³ Inventarmaterial ausbilden, indem der mittlere Kugel- bzw. Korndurchmesser auf die gewünschte Größe eingestellt wird. Die Verwendung von Schüttungen erhöht jedoch die Anforderungen an die Auslegung des Druckbehälters des Wärmespeichers weiter: Durch die zyklische thermische Dehnung des Inventarmaterials infolge der Ein- und Ausspeichervorgänge erfolgt eine zyklische mechanische Belastung des Druckbehälters durch das Inventarmaterial. Zusätzlich besteht die offene Fragestellung, ob es über eine große Anzahl von Zyklen hinweg zu einer kontinuierlichen Nachverdichtung der Schüttung mit einer kontinuierlichen Erhöhung der Spannungen auf die Behälterwand kommt. Im Rahmen des Projekts ADELE wurde diese Fragestellung intensiv numerisch mit partikelbasierten Modellansätzen und experimentell untersucht [3].

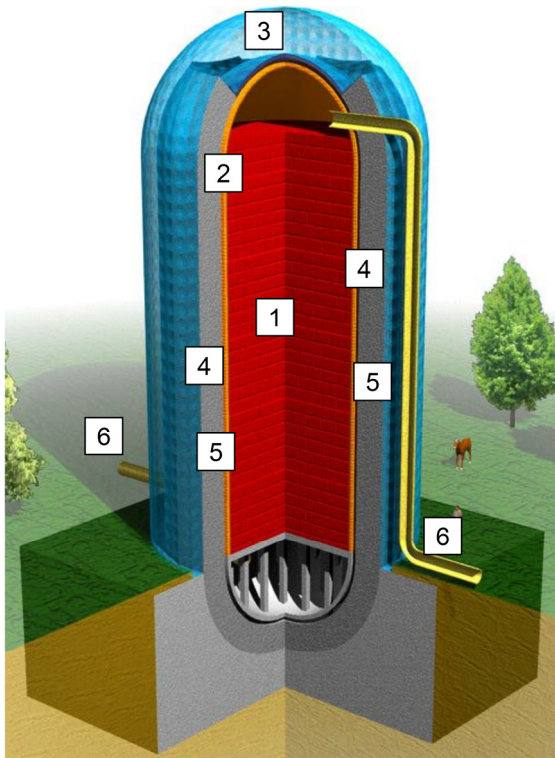


Abb. 2: Schema des Wärmespeichers mit den Hauptbestandteilen

Dies führte zur Grundvariante des ADELE-Wärmespeichers, wie sie in Abbildung 2 gezeigt wird. Das Inventarmaterial (1) wird während des Be- und Entladevorgangs direkt unter vollem Betriebsdruck durchströmt. Deshalb muss das Inventarmaterial (1) von einem Druckbehälter aus Spannbeton (4) mit integrierten Spanngliedern (5) umgeben werden, der auf den vollen Betriebsdruck und die auftretenden Inventarlasten ausgelegt ist. Um den Druckbehälter vor den hohen Temperaturen zu schützen, wird zwischen dem Inventar und der Druckhülle eine Hochtemperaturisolierung (2) mit einer zusätzlichen Kühlung (3) angeordnet. Die Dichtigkeit des Druckbehälters gewährleistet ein Stahlliner (3) auf der Innenseite des Druckbehälters, in den das Kühlsystem integriert wird. Das Wärmeträgermedium wird über die Hochtemperaturzuleitung (6) während des Beladevorgangs auf der oberen, heißen Seite in den Wärmespeicher eingeleitet und verlässt es auf der unteren, kalten Seite im abgekühlten Zustand wieder.

2.3 Thermische Auslegung des Wärmespeichers

Die thermische Auslegung des Wärmespeichers bestimmt über die notwendige Speichermasse und das gewählte Längen/Querschnittsverhältnis die Abmessungen des Speicherinventars und damit indirekt den notwendigen umbauten Raum.

Bei der Auslegung haben sich eindimensionale Finite-Differenzen-Verfahren bewährt. Die Grundlagen für diese Verfahren wurden bei der Entwicklung von Rechenverfahren zur Auslegung von Winderhitzern gelegt [4], [5].

Tab. 2: Thermische Eckdaten des Wärmespeichers

Wärmespeicher	Größe	Einheit
Thermische Entladeleistung	ca. 100	MW
Thermische Speicherkapazität	ca. 400	MWh
Vollastbetriebsdauer bei Ausspeicherung	4	h
Oberes Temperaturniveau	> 600	°C
Betriebsdruck	~ 70	bar
Wärmeverluste	<3	%/d
Inventarmasse	4-5000	t
Druckbehälterinnendurchmesser	12-13	m
Inventarhöhe	35-40	m

Maßgebend ist dabei insbesondere der bei Regeneratoren unvermeidbare Temperaturabfall am Ende des Entladevorgangs. Die minimal zulässige Temperatur wird dabei von der Gesamtanlagenauslegung, insbesondere von der minimal zulässigen Eintrittstemperatur in den Expander bestimmt. Für das untersuchte Anlagenkonzept ergibt sich bei der thermischen Auslegung des Wärmespeichers eine benötigte Speichermasse von ca. 4000 bis 5000 Tonnen Keramikugeln. Der zur Aufnahme des Inventarmaterials und der innenliegenden Isolierung notwendige Innendurchmesser des Druckbehälters beträgt ca. 12-13 m. Weitere thermische Kennwerte des Wärmespeichers können Tabelle 2 entnommen werden.

3 Druckbehälter des Wärmespeichers

Betrachtet man die auftretenden Belastungen des Druckbehälters, so gibt es nur wenige Bauwerke mit vergleichbaren Abmessungen und Lasten. Am ehesten vergleichbar sind die Reaktordruckbehälter der beiden einzigen im kommerziellen Maßstab gebauten Hochtemperaturreaktoren: Der THTR-300 in Deutschland [6] und der Fort St. Vrain High Temperature Gas-Cooled Reactor in den USA [7]. Der Reaktordruckbehälter des THTR-300 besitzt einen Innendurchmesser von ca. 15,9 m bei einem Betriebsdruck von 39,2 bar und einem Auslegungsdruck von 46,1 bar. Der Druckbehälter des Hochtemperaturreaktors in Fort Saint Vrain besaß einen Innendurchmesser von 9,5 m bei einem maximalen Betriebs-

druck von 58 bar und einem Auslegungsdruck von 129 bar. Beide Druckbehälter wurden als Spannbetonbehälter mit Stahl liner und Kühlung ausgeführt, die die Betontemperatur auf einen maximalen Wert von 45 °C bzw. 65 °C reduzieren sollte.

Für die Ausbildung des Druckbehälters wurden zuerst die notwendigen Wandstärken eines Stahlbehälters abgeschätzt. Aufgrund der erforderlichen Wandstärken eines Stahlbehälters wurde die Entscheidung getroffen, dass ein Stahlbehälter unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten nicht realisierbar ist.

Bei einer Ausführung als schlaff bewehrter Stahlbetonbehälter würde die Behälterwand zwangsläufig unzählige Trennrisse in radialer Richtung erfahren. Durch die dadurch reduzierte Steifigkeit würden sich große Verformungen des Druckbehälters einstellen, die sich auch auf die Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit sowohl des Behälters als auch einer in diesem Falle unabdingbaren Abdichtung auswirken würden. Aufgrund der aus Gebrauchstauglichkeitsgründen nur geringen zulässigen Stahlspannung und der daraus erforderlichen hohen Bewehrungsmenge und den sehr großen Wanddicken wäre ein Stahlbetonbehälter extrem unwirtschaftlich.

Die Ausführung des Druckbehälters als Spannbetonbehälter wurde daher als der einzig gangbare und wirtschaftlich realisierbare Weg angesehen.

3.1 Auslegungskonzept

3.1.1 Innendruck

Für Spannbetondruckbehälter entsprechend dem Druckbehälter des Wärmespeichers stehen keine speziellen Normen zur Verfügung. Es wurde daher entschieden, die Entwicklungsarbeiten im Rahmen des Projekts ADELE basierend auf der Normenfamilie DIN EN 199X durchzuführen. Die größten Diskussionen ergaben sich bei der Einordnung des Innendrucks in das Normenkonzept unter Berücksichtigung der Anforderungen aus der Betriebssicherheitsverordnung hinsichtlich wiederkehrender Prüfungen [8] und aus der Druckgeräterichtlinie [9] sowie der sich daraus ergebenden Sicherheitsfaktoren für den Betriebsdruck und die Höhe des Prüfdrucks. Erschwerend ist in diesem Fall, dass die Druckgeräterichtlinie von Druckbehältern aus Stahl ausgeht, die ein grundlegend anderes Tragverhalten aufweisen als Spannbetondruckbehälter.

Da der Prüfdruck stets höher als der normale Betriebsdruck sein wird, definiert die Druckprüfung den maßgebenden Innendrucklastfall für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Es wurde daher für die Entwicklung des Druckbehälters die Annahme getroffen, dass der Druckbehälter am Ende seiner Lebensdauer von 30 bis 40 Jahren eine Druckprüfung ohne dauerhafte Schädigung überstehen muss. Für den Spannbetonbehälter bedeutet dies,

dass der Behälter unter diesem Prüfdruck weitestgehend überdrückt ist und eine Rissbreitenbeschränkung von 0,2 mm eingehalten wird. Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit wird der Prüfdruck als veränderliche Last angesehen und nach DIN EN 1992-1-1 mit einem Sicherheitsfaktor von 1,5 beaufschlagt.

3.1.2 Mechanische Inventarlasten

Erfahrungen mit zyklisch thermisch beanspruchten Inventarschüttungen mit über 10 m Durchmesser und einer Inventarhöhe von über 35 m Höhe liegen nicht vor. Je nach Position im Wärmespeicher können während eines Be- und Entladezyklus Temperaturdifferenzen von bis zu 600 °C mit den entsprechenden thermischen Dehnungen auftreten. Klassische kontinuumsbasierte Stoffgesetze sind für die Ermittlung der auftretenden Belastungen nicht ohne weiteres geeignet.

Sowohl vom Projektpartner DLR als auch von der Ed. Züblin AG wurden zur Untersuchung des Inventarverhaltens umfangreiche Berechnungen mit diskreten Partikeln an verschiedenen Modellen mit unterschiedlichen Programmen durchgeführt. Die numerischen Untersuchungen wurden durch Laborversuche zur Bestimmung der mechanischen Eingangsparameter in die Diskrete Elemente Modelle sowie durch thermomechanische Laborversuche zur Validierung der Modelle ergänzt. Sowohl die numerischen Untersuchungen als auch die Laborversuche zeigen, dass eine kontinuierliche Nachverdichtung mit einer kontinuierlichen Lasterhöhung nicht auftritt. Für die Auslegung des Druckbehälters wurde basierend auf diesen Ergebnissen eine auf der sicheren Seite liegende Annahme über die maximal auftretenden charakteristischen Lasten getroffen und vereinfachend auf die komplette Inventarhöhe konstant angesetzt. Die Höhe der angenommenen charakteristischen Last sollte jedoch mit weiter voranschreitenden Ergebnissen der numerischen Untersuchungen und mit weiteren Laborversuchen überprüft und gegebenenfalls reduziert werden. Für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit wurde die Schüttungslast als veränderliche Einwirkung angesehen und mit einem zusätzlichen Sicherheitsfaktor von 1,5 beaufschlagt.

3.1.3 Sicherstellung der Dichtigkeit

Basierend auf experimentellen [10] und numerischen [11] Untersuchungen gerissener Stahlbetonwände bei Beaufschlagung mit Luft und Luft-Dampf-Gemischen wurde das Risiko, auch bei überdrückten Rissen eine nennenswerte Leckagerate von heißer Druckluft in die Behälterwand hinein zu erhalten, als sehr groß eingeschätzt. Aufgrund der hohen Temperaturen der Druckluft von über 600 °C würde bei einer Strömung über Risse in die Behälterwand hinein die Temperatur des Betons, des Spannstahls

und der Bewehrung Größenordnungen erreichen, in denen die Festigkeiten sowohl des Betons als auch des Stahls signifikant abnehmen würde. Zusätzlich würden die Spannungen in der Behälterwand durch die von der Innenseite zur Außenseite fortschreitende thermische Dehnung erhebliche Zusatzmomente erfahren. Eine Undichtigkeit ist unter normalen Betriebsbedingungen daher unbedingt zu vermeiden.

Zur Sicherstellung der Dichtigkeit wird daher an der Behälterinnenseite ein durchgehender Stahlliner vorgesehen. Vergleichbare Dichtigkeitskonzepte weisen auch die beiden Hochtemperaturreaktordruckbehälter des THTR-300 [6] und Fort Saint Vrain auf [7].

3.1.4 Thermische Beanspruchung und zulässige Wandtemperaturen

Im Inventarmaterial des Wärmespeichers liegen Temperaturen von über 600 °C vor. In Abhängigkeit von der Stelle innerhalb des Wärmespeichers treten darüber hinaus zyklische Temperaturunterschiede von bis zu 600 °C über einen Lade- und Entladezyklus hinweg auf. Die Druckbehälterwand beziehungsweise die innenliegende luftdichte Stahllinerschicht müssen zur Erhaltung ihrer Funktionsfähigkeit unbedingt vor einer Temperatureinwirkung dieser Größenordnung geschützt werden. Dazu wird zwischen dem Inventarmaterial und dem dichtenden Stahlliner eine Hochtemperaturisolierung eingebaut, die aus verschiedenen Schichten unterschiedlicher Feuerfestmaterialien aufgebaut ist. Umfangreiche thermische Berechnungen haben jedoch gezeigt, dass eine zwischen Inventar und Druckbehälterwand angeordnete Isolierung alleine nicht ausreicht, die Temperaturen der Behälterwand in einem Bereich unter 100 °C zu halten.

Es wird daher zusätzlich zur Hochtemperaturisolierung eine Kühlung auf der Innenseite der Druckbehälterwand angeordnet. Um eine wirtschaftliche Auslegung des Kühlsystems aus Anlagensicht zu ermöglichen, ist eine möglichst hohe Kühlwassertemperatur anzustreben. Neben dem Verformungsverhalten des Druckbehälters infolge Erwärmung ist das Materialverhalten des Betons die entscheidende Größe, um die einzustellende maximale Betontemperatur zu bestimmen. Eine umfassende Literaturstudie zum Verhalten von Betonen in einem Temperaturbereich zwischen 40 °C und 100 °C ergab jedoch ein ausgesprochen uneinheitliches Bild zur Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls, der Druckfestigkeit und der Zugfestigkeit des Betons von der Temperatur. Das insbesondere für die Auslegung der Vorspannung aber auch zur Bestimmung des Verformungsverhaltens des Druckbehälters wichtige Verhalten des Elastizitätsmoduls bei erhöhten Temperaturen auf Basis einer Literaturstudie zeigt Abbildung 3.

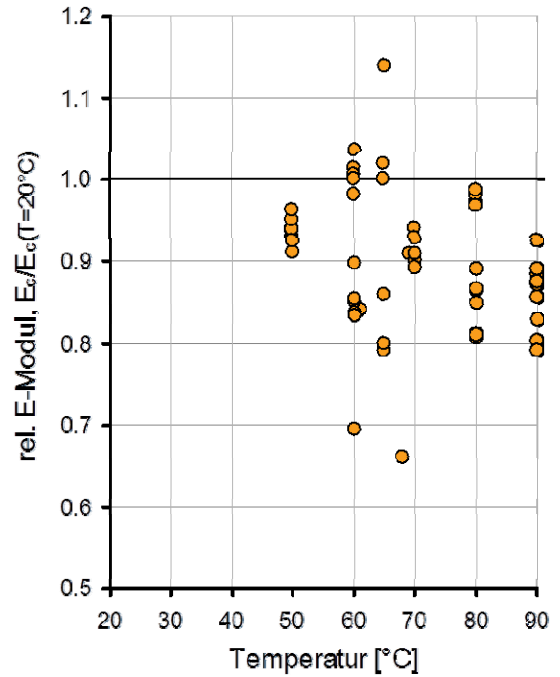


Abb. 3 Temperaturabhängigkeit des Elastizitätsmoduls unterhalb 100 °C, Ergebnisse Literaturstudie [F. Acosta, KIT]

Eindeutig ist eine qualitative Tendenz zur Abnahme des Elastizitätsmoduls auch bei einer nur geringen Erhöhung der Temperatur von 20 °C auf 50 °C zu erkennen, wenn auch die quantitative Bestimmung der Abnahme auf Basis einer Literatursichtung kaum möglich ist.

Aktuell laufen Arbeiten am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Abteilung Baustofftechnologie, um das Verhalten von Beton in einem Temperaturbereich unter 100 °C genauer zu untersuchen.

Für die Bemessung des Druckbehälters wird nicht nur eine gleichmäßige Erwärmung des Druckbehälters sondern auch die thermischen Gradienten über die Druckbehälterwand relevant. Insbesondere der nicht zu vermeidende Fall niedrigerer Temperaturen auf der Außenseite des Druckbehälters führt zu zusätzlichen Momenten mit Zugspannungen auf der Behälteraußenseite, die die notwendige Vorspannkraft bestimmen, um eine Rissbreite von weniger als 0,2 mm auf der Behälteraußenseite einhalten zu können. Zur Begrenzung der Gradienten wird der Druckbehälter zusätzlich auch auf der Außenseite isoliert.

3.2 Vorspannkonzzept

Für die Berechnung der auftretenden Schnittgrößen, Spannungen und Verformungen des Druckbehälters wurden verschiedene statische Modelle entwickelt und verwendet. Diese reichen von ebenen Schnitten durch den Zylinderbereich über rotationssymmetrische Modelle und 3D-Schalenmodelle bis hin zu

3D-Volumenmodellen. Für den Wandaufbau und das Vorspannlayout wurden zahlreiche Varianten untersucht, um die notwendigen Vorspannkräfte von über 40 MN/m Wandhöhe aufbringen zu können und einen möglichst homogenen Spannungszustand in der Druckbehälterwand zu erzeugen.

Das derzeit verfolgte Konzept für die Behälterhülle sieht eine interne Vorspannung mit nachträglichem Verbund vor. Um die hohen Innendrucke von bis zu 70 bar im Betriebszustand sowie den zusätzlichen Schüttungsdruck sowie die thermischen Dehnungen aufnehmen zu können, werden pro Höhenlage mehrere parallele Großspannglieder mit 55 Litzen bei einem sehr engen Umlenkradius der innersten Spanngliedlage von etwa 8 m benötigt. Abbildung 4 zeigt ein mögliches Druckbehälterwanddesign mit 4 parallelen Lagen von 55-litzigen Spanngliedern in Umfangsrichtung. Die vertikale Vorspannung ist im inneren Bereich der Behälterwand angeordnet und ebenfalls dargestellt.

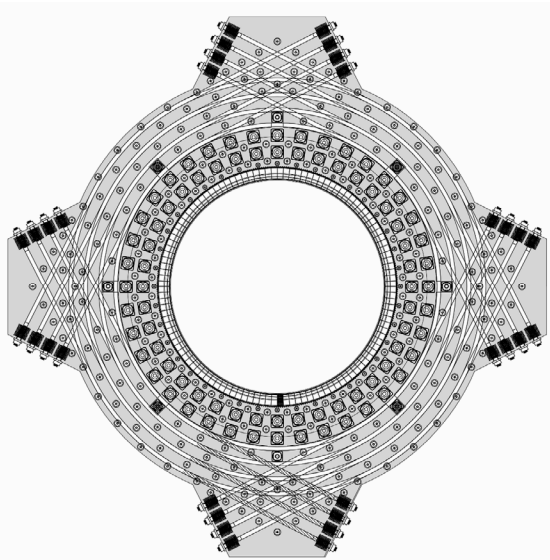


Abb. 4 Querschnitt durch Druckbehälterwand, Designvariante 2

4 Vorspannversuch

4.1 Allgemeines

Aktuelle Zulassungen für Spannglieder dieser Größe gibt es in Deutschland aktuell nur eine. Für den notwendigen, minimalen Umlenkradius die in Deutschland zulässige Spanngliedgröße bei etwa 15-17 Litzen. Aus Platzgründen aber auch aus Gründen der Wirtschaftlichkeit ist eine Vorspannung mit 15-17-litzigen Spanngliedern für das benötigte Vorspannkraftniveau nicht durchführbar. Eine Verwendung von 55-litzigen Spanngliedern im nachträglichen Verbund ist für die Errichtung eines Wärmespeichers im benötigten Größenbereich von ca. 4000-5000 t Inventarmaterial und einen Betriebsdruck von bis zu 70 bar unabdingbar.

Da es bisher weltweit keine Erfahrung mit einer solchen Spanngliedkonfiguration gibt, muss in einem Großversuch die technische Realisierbarkeit untersucht werden. Ziel des Versuches ist neben dem Beweis der technischen Realisierbarkeit die Quantifizierung der kurz- und langfristigen Verluste, die Überprüfung der zugrunde gelegten Annahmen, sowie der Test unterschiedlicher Messtechnik. Des Weiteren soll das Versagensverhalten des Ringes unter Belastung durch Innendruck untersucht werden.

Der Großversuch wird seit Oktober 2012 in Köln in der Halle der Stuvatec durchgeführt. Der Aufbau erfolgte in enger Zusammenarbeit zwischen der Zentralen Technik und dem Bereich Kraftwerks- und Ingenieurbau (Direktion NRW) der Ed. Züblin AG.

4.2 Aufbau und Bemessung

Um eine möglichst große Bandbreite an Spanngliedern zu testen, wurden vier verschiedene Spannglieder eingebaut: drei Spannglieder der Firma Suspa-DSI, davon eines mit 55 Litzen (Blechlüllrohr) und zwei mit 37 Litzen (Blech- bzw. Kunststoffüllrohr), sowie ein weiteres Spannglied mit 55 Litzen (Kunststoffüllrohr) der Firma VSL. Für die Führung der Spannglieder wird der geringste Radius von 8 m gewählt, der beim Bau eines Wärmespeichers auftreten würde. geführt, der Ring hat eine Breite von 80 cm bei einer Höhe von 1,2 m. Die Breite der Lisenen beträgt ca. 3 m. Aufgrund von Größenlimitierungen war es nicht möglich, zwei Lagen von Spanngliedern in den Versuchskörper einzulegen, was eine leicht exzentrische Spanngliedanordnung bezogen auf die Mittelebene des Versuchskörpers bedingte, wie Abbildung 5 zeigt. Die 37-litzigen Spannglieder wurden vor Einbau und Vorspannung der 55-litzigen Spannglieder entspannt und die Hüllrohre verpresst.

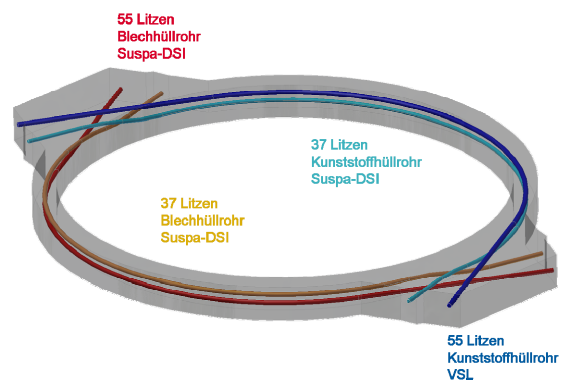


Abb. 5 Lage der Spannglieder im Versuchsring

Die Bemessung erfolgte mittels verschiedener Berechnungsmethoden – angefangen von analytischen Modellen über 2D- bis hin zu 3D Finite-Elemente-Modellen. Um die Versuchsergebnisse mit den Berechnungen vergleichen zu können, wurde der Ver-

sich umfassend messtechnisch ausgestattet. Messgrößen sind Temperatur, Dehnung in Ring- und Ankerbereichen, Vorspannkraft, sowie die Verformung des Ringes. Zum Einsatz kam neben konventioneller Messtechnik auch eine neuartige Glasfasermesstechnik, mit der Dehnung und Temperatur über den kompletten Ring gemessen werden kann.

Um einen Einfluss aus der Lagerung des Versuchskörpers auf das Verformungsverhalten weitgehend auszuschließen, ist der komplette Versuchskörper auf einem Gleitlager gebettet. Spätere Messungen haben gezeigt, dass der Versuchskörper bereits mit geringen Kräften in allen Richtungen in seiner Lage verschoben werden kann.

Abbildung 6 gibt eine Übersicht über den Versuchskörper vor der Betonage und gibt einen Eindruck von den Größenverhältnissen einer Druckbehälterwand für bis zu 70 bar Betriebsdruck. Sichtbar ist auch noch das Gleitlager, das in diesem Bauzustand über die Innen- und Außenkanten des Versuchskörpers hinausragt. Ebenfalls wird in Abbildung 6 ersichtlich, dass für eine weitere, um 90 ° verdrehte Spanngliedlage die Platzverhältnisse in der Versuchshalle nicht ausreichend waren.



Abb. 6 Übersicht über den Versuchskörper vor Betonage

4.3 Vorspannung

Die Vorspannarbeiten wurden von den jeweiligen Vorspannfirmer selbst durchgeführt. Alle Spannglieder konnten erfolgreich vorgespannt werden. Es zeigte sich jedoch, dass ein Vorstraffen der einzelnen Litzen unbedingt erforderlich war, um eine gleichmäßige Spannung in allen Litzen zu erreichen. Trotz des engen Umlenkradius konnte die geforderte Vorspannkraft in den Betonring eingebracht werden. Die gemessene Verformung des Ringes deckt sich sehr gut mit der in der 3D-FE-Berechnung in Abbildung 7 prognostizierten Verformung.

Abbildung 8 zeigt einen Vergleich zwischen gemessenen Werten in 5 Schnitten mit den rechnerisch ermittelten Verformungen in denselben Schnitten. Gut sichtbar ist in dabei auch die Torsion des Versuchskörpers durch die exzentrische Spanngliedanordnung.

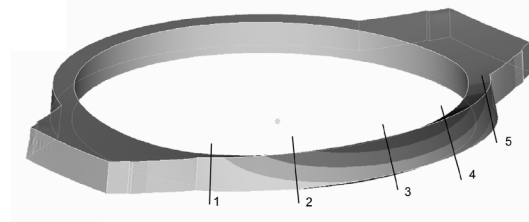


Abb. 7 Ergebnisse der Verformungsberechnung am 3D-Finite-Elemente-Modell mit Position der Auswertungsschnitte

Der Vergleich zwischen analytisch und messtechnisch ermittelter Normaldruckkraft im Beton zeigt eine maximale Abweichung von etwa 10 %. Die Annahmen, die der Bemessung zugrunde liegen, sind somit gültig.

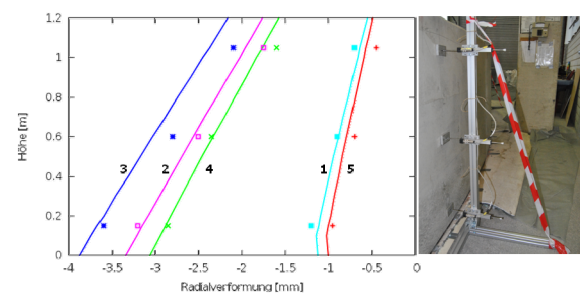


Abb. 8 Vergleich von rechnerischer und messtechnisch (Punkte) ermittelter Verformung an verschiedenen Schnitten

Während der Vorspannarbeiten wurde die Kraft mittels Kraftmessdosen sowohl auf der aktiven Seite als auch am passiven Anker gemessen. Tendenziell lagen die aus den Messwerten ermittelten Reibungsbeiwerte für die einzelnen Spannglied-Hüllrohrkombinationen im Bereich der Werte aus den Zulassungen. Die kurzfristigen Verluste durch Reibung waren für Blechhüllrohre höher als für Kunststoffhüllrohre.

4.4 Langzeitverformung des Versuchskörpers

Im Anschluss an die Vorspannung des Versuchskörpers war ursprünglich geplant, direkt Belastungsversuche durchzuführen. Durch unvorhergesehene Probleme mit der Versuchsdurchführung ergaben sich größere Verzögerungen im Versuchsablauf. Dadurch ergab sich die Möglichkeit, das Verformungsverhalten des Versuchskörpers über einen Zeitraum von nahezu zwei Jahren nach Aufbringen der Vorspannung zu messen. Für die Belastungsversuche und die Messung des Verhaltens infolge Vor-

spannung waren in verschiedenen Messquerschnitten sowohl Temperatur- als auch Dehnungsaufnehmer in den oberen und unteren Ecken sowie in der Mittelebene an der Innen- und Außenseite des Druckrings eingebaut.

Obwohl der Versuchskörper in der Versuchshalle aufbaut ist, ergaben sich über die zwei Jahre hinweg Temperaturschwankungen innerhalb des Betonquerschnitts zwischen ca. 12,5 °C und annähernd 27 °C, die infolge der thermischen Dehnung des Betons auch eine Änderung des Spannungszustand des Versuchskörpers bewirkt hat, wie Abbildung 9 zeigt.

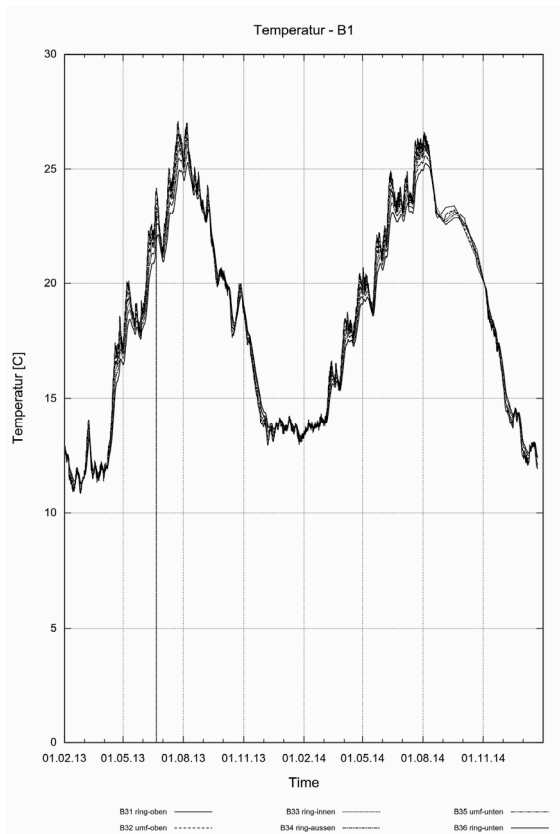


Abb. 9 Temperaturverlauf in einem Messquerschnitt des vorgespannten Rings

Die zeitabhängige Entwicklung der Dehnungen im selben Messquerschnitt zeigt Abbildung 10. Zum Vergleich ist in Abbildung 10 ebenfalls der Verlauf der erwarteten Kriech- und Schwinddehnungen infolge einer Berechnung nach DIN EN 1992-1-1 gezeigt. Vergleicht man den Verlauf der gemessenen, temperaturkompensierten Dehnungen mit den erwarteten Dehnungen, so sieht man, dass die gemessenen Dehnungen in den Winterperioden relativ gut mit dem erwarteten Dehnungsverlauf übereinstimmen.

Außerhalb der Winterzeiträume, die vergleichbare Temperaturen wie zum Zeitpunkt der Nullmessung aufweisen, wird das zeitabhängige Verfor-

mungsverhalten hingegen durch die thermischen Dehnungen infolge der höheren Betontemperaturen überlagert. Bei Temperaturdifferenzen von bis zu 15 °C können sich Abweichungen von $1e^{-6}$ zwischen den realen Wärmeausdehnungskoeffizienten des verwendeten Beton von den bei der Temperaturkompensation angenommenen Wärmeausdehnungskoeffizienten in einer Größenordnung auswirken, die den zu beobachtenden Abweichungen entspricht.

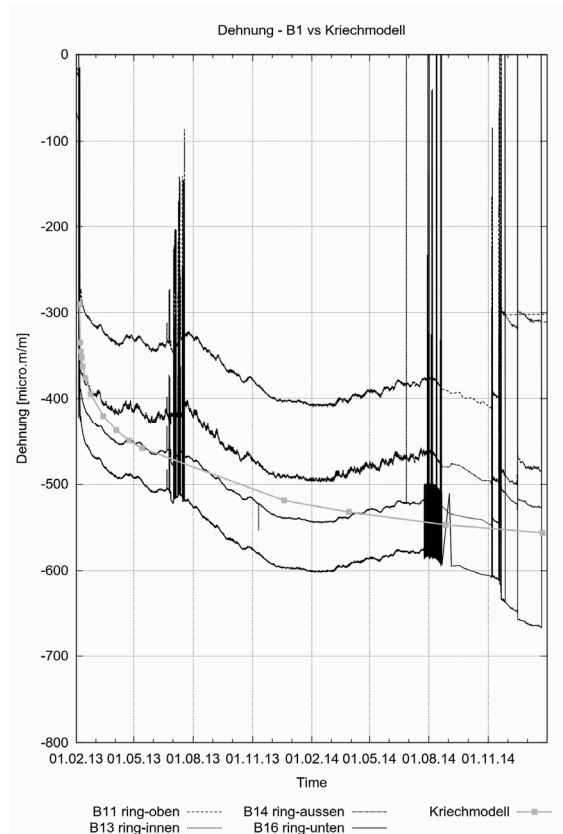


Abb. 10 Vergleich der gemessenen Dehnungen mit den erwarteten Kriech- und Schwinddehnungen in einem Messquerschnitt des vorgespannten Rings

4.5 Druckversuch - Aufbau

Den Abschluss des Versuches soll die Belastung des Versuchskörpers mit Innendruck bilden, um das Schädigungsverhalten des vorgespannten Systems zu untersuchen, die eingesetzte Messtechnik zu testen und Berechnungsverfahren zu testen.

Um die Belastung aufbringen zu können, wurde ein weiterer Betonring als Widerlager im Inneren des Versuchskörpers gebaut. Zwischen beiden Ringen besteht ein Spalt von etwa 5 cm, in welchen Elastomer-Druckkissen eingebracht werden können. Mittels dieser Druckkissen soll ein Druck von maximal 30 bar auf den vorgespannten Versuchsring aufgebracht werden, um das Verhalten des vorgespannten Rings bis über den Auslegungsdruck hin-

aus zu testen. Vorteilhaft an so einer Versuchsanordnung ist, dass eine gleichmäßige, vollflächige Druckbeanspruchung der Innenseite des Versuchskörpers möglich ist. Weiter ist durch die Verwendung des Innenrings keine Lasteinleitung in den Hallenboden der Versuchshalle notwendig.

Abbildung 11 zeigt einen Überblick über den Versuchsaufbau mit innerem Druckring und eingebauten Druckkissen. Der Innendurchmesser des inneren Druckrings entspricht ungefähr dem Innendurchmesser des realen Druckbehälters eines Wärmespeichers für ein Druckluftspeicherkraftwerk.



Abb. 11 Versuchsaufbau für Belastungsversuche mit innerem Druckring und eingebauten Druckkissen

Bei der Versuchsdurchführung der Belastungsversuche ergaben sich Schwierigkeiten mit den verwendeten Druckkissen, die von häufigen Undichtigkeiten und dadurch verursachten Versagen betroffen sind. Neben den zeitlichen Verzögerungen war es dadurch bis jetzt noch nicht möglich, die ursprünglich geplanten Belastungen auf den Versuchskörper aufzubringen.

4.6 Druckversuch – erste Ergebnisse

Die Belastung bei den Druckversuchen erfolgte zyklisch mit steigenden Druckstufen. Die ersten Druckstufen waren so ausgelegt, dass das Spannungsniveau und die Spannungsschwingbreiten des Spannbetons vergleichbar dem Spannungszustand im realsten Druckbehälter waren. Für den Versuchsaufbau, der aufgrund der exzentrischen Spanngliedlage einen Spannungsgradienten vom oberen zum unteren Rand aufweist, wurde dabei für die Festlegung der Druckstufen von einem gleichmäßigen Spannungszustand ohne Berücksichtigung der Exzentrizität ausgegangen. Die weiteren Belastungsstufen orientierten sich am Dekompressionszustand und an der Zugfestigkeit des Betons.

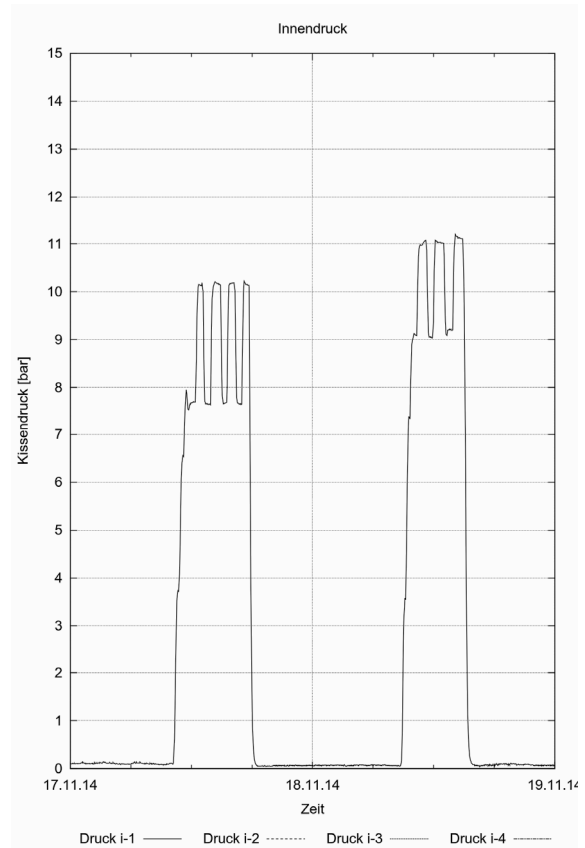


Abb. 12 Innendruckverlauf

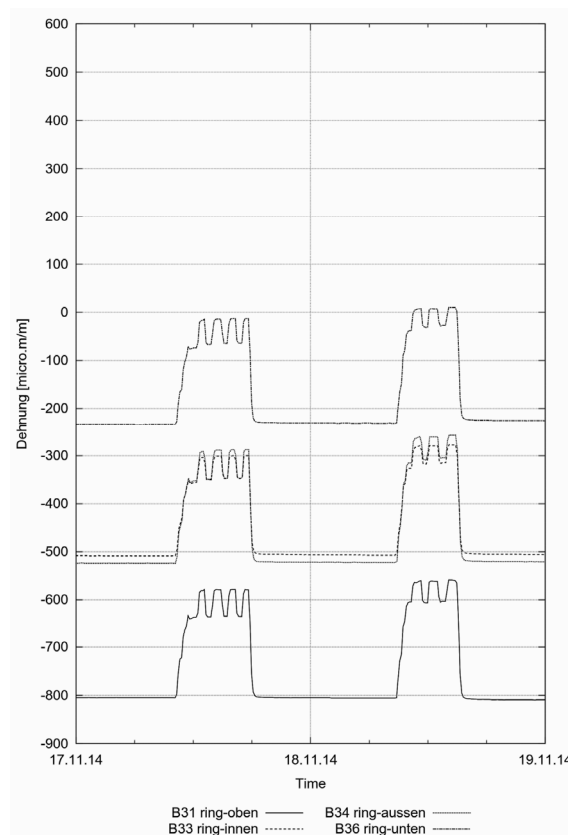


Abb. 13 Dehnungsverlauf während Belastungsversuch

In Abbildung 12 sind die Innendruckverläufe während zweier Belastungszyklusgruppen gezeigt. Infolge der exzentrischen Spanngliedlage wurde bei einer Druckstufe von 10 bar an den ersten Stellen des Versuchskörpers die Zugfestigkeit überschritten. Der Dehnungsverlauf blieb jedoch über die 4 Belastungszyklen mit 10 bar Druck annähernd unverändert. Während der nächsten Belastungsstufe von 11 bar wuchsen die Risse weiter von dem geringer überdrückten Versuchskörperrand in Richtung des stärker überdrückten Versuchskörperrands. Der Einfluss der Rissbildung auf die Steifigkeit des Versuchskörpers war noch gering. Bei beiden Belastungsstufen gingen die Dehnungen und die gemessenen Verformungen in dem betrachteten Querschnitt wieder annähernd auf das ursprüngliche Niveau zurück, wie in Abbildung 13 exemplarisch gezeigt.

Insgesamt zeigt sich das Verhalten des Versuchskörpers nach dem Überschreiten der Zugfestigkeit des Betons in den ersten Querschnittsstellen als sehr duktil.

5 Fazit

Das Fazit aus dem durchgeführten Vorspannversuch ist durchweg positiv. Die Großspannglieder konnten auch bei sehr engen Radien erfolgreich vorgespannt werden. Als sehr sinnvoll zeigte sich dabei das Vorstraffen der einzelnen Litzen, um eine Vergleichmäßigung der Litzenkräfte zu erreichen.

Die der Bemessung zugrunde liegenden Annahmen sind auch für die sehr engen Radien gültig. Das Verhalten des Versuchskörpers unter einer simulierten zyklischen Betriebsbeanspruchung und unter einer Belastung über den Auslegungsdruck hinaus entspricht bisher den Erwartungen.

Als Ergebnis der Entwicklungsarbeiten im Projekt ADELE lässt sich festhalten, dass ein direkt durchströmter Wärmespeicher für ein adiabates Druckluftspeicherkraftwerk mit einer thermischen Speicherkapazität von ca. 400 MWh bei einem oberen Temperaturniveau von > 600 °C und einem Betriebsdruck von ca. 70 bar technisch realisierbar ist.

6 Literatur

[1] Zunft, S., Krüger, M., Marquardt, R., Buschsieweke, F., Moser, P., Bieber, M., Eichhorn Colombo, K., Niklasch, C., Mayer, P.-M., Klafki, M., Bannach, A. (2011) Adiabater Druckluftspeicher für die Elektrizitätsversorgung in Beckmann, M., Hurtado, A. Kraftwerkstechnik – Sichere und nachhaltige Energieversorgung, Bd. 3, Neuruppin: TK-Verlag

[2] Crotognino, F., Mohmeyer, K. U., Scharf, R. (2001) Hundedorf CAES: More than 20 Years of Suc-

cessful Operation, Solution Mining Research Institute, Spring 2001 Meeting, Orlando, Florida, USA

[3] Zunft, S., Krüger, M., Dreißigacker, V., Mayer, P.-M., Niklasch, C., Bertsch, C. (2012) Adiabate Druckluftspeicher für die Elektrizitätsversorgung – der ADELE-Wärmespeicher in Beckmann, M., Hurtado, A. Kraftwerkstechnik – Sichere und nachhaltige Energieversorgung, Bd. 4, Neuruppin: TK-Verlag

[4] Hausen, H. (1931): Näherungsverfahren zur Berechnung des Wärmeaustausches in Regeneratoren, Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik.

[5] Willmott, A.J. (1968) Simulation of a thermal regenerator under conditions of variable mass flow; Manchester, 1968

[6] Lotz, Schwiers, Schöning (1971) Der Spannbetonbehälter des THTR-300MWe-Prototyp-Kernkraftwerks, Proceedings of the first international conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT)

[7] Olson, Brey, Swart (1982) The Fort St. Vrain High Temperature Gas-Cooled Reactor, Prestressed concrete reactor vessel performance, Nuclear Engineering and Design 72.

[8] Verordnung über Sicherheit und Gesundheitsschutz bei der Bereitstellung von Arbeitsmitteln und deren Benutzung bei der Arbeit, über Sicherheit beim Betrieb überwachungsbedürftiger Anlagen und über die Organisation des betrieblichen Arbeitsschutzes (Betriebssicherheitsverordnung), Stand: 2008

[9] Richtlinie 97/23/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 29.5.1997 zur Angleichung der Rechtsvorschriften der Mitgliedstaaten über Druckgeräte

[10] Stegemann, M. (2012) Großversuche zum Leckageverhalten von gerissenen Stahlbetonwänden, Dissertation.

[11] Niklasch, C. (2007) Numerische Untersuchungen zum Leckageverhalten gerissener Stahlbetonwände, Dissertation.

[12] Ruckebrod, C., Stech, K.-H., Grimaldi, T. (2011) Hinweise zur Bemessung von Stahlbetonsilos bei exzentrischer Entleerung nach DIN EN 1991-4, Beton- und Stahlbetonbau 106, Heft 3

Das diesem Bericht zugrundeliegende Vorhaben wurde mit Mitteln des Bundesministeriums für Wirtschaft und Technologie unter dem Förderkennzeichen 0327883 gefördert.

Autoren

Dr.-Ing. Christoph Niklasch

Dr.-Ing. Peter-Michael Mayer

Ed. Züblin AG

Albstadtweg 3

70567 Stuttgart

Schwindarmer Beton = WU-Beton?

Diethelm Bosold

Zusammenfassung

Das Schwinden des Betons setzt sich aus verschiedenen Komponenten zusammen: Frühschwinden ist frühzeitige Austrocknung und kann gut durch frühzeitige und gute Nachbehandlung minimiert werden. Autogenes Schwinden wird durch die Betonzusammensetzung und hier überwiegend durch den Wasser-Zement-Wert bestimmt. Trocknungsschwinden ist dem langfristigen Austrocknen in den Umgebungsbedingungen des Betonbauteils geschuldet. Einfluss auf die gesamte Schwindverformung kann überwiegend nur über die optimale Nachbehandlung genommen werden. Das autogene Schwinden ist kaum zu beeinflussen, da der Wasser-Zement-Wert für Beton mit hohem Wassereindringwiderstand in Grenzen vorgegeben ist. Das Trocknungsschwinden ist auch nur begrenzt zu beeinflussen, da die Luftfeuchtigkeit der umgebenden Luft nicht heraufgesetzt werden kann. Ein schwindarmes Betonbauteil kann also nicht beim Betonlieferanten bestellt werden, sondern kann mit Einschränkungen nur erreicht werden, wenn sich die Baubeteiligten Planer, Baufirma und Betonlieferant frühzeitig abstimmen.

1 Allgemeines

Die Eigenschaft „schwindarmer Beton“ wird bei manchen Betonkonstruktionen gewünscht bzw. sogar ausgeschrieben. Dabei wird übersehen, dass diese Eigenschaft nirgendwo in einem Regelwerk definiert ist. Schwindverformungen lassen sich nach [1] teilweise berechnen. Dieser Beitrag soll eine Übersicht geben, wie die Schwindverformung bei wasserundurchlässigen Bauwerken aus Beton beeinflusst werden kann und ob ein Beton mit hohem Wassereindringwiderstand (im folgenden kurz WU-Beton) ein schwindarmer Beton ist.

2 Schwindverformungen

2.1 Frühschwinden

Frühschwinden soll gemäß [2] Abschnitt 8.5 (1) durch Nachbehandlung gering gehalten werden, um den Beton vor Rissbildung und Absanden an der Oberfläche zu schützen. Die Größenordnung dieser Schwindverformung wird in [3] mit $\epsilon_{cf\infty} = 2\text{‰}$ bis 4‰ angegeben und ist im Vergleich mit den anderen Schwindarten relativ hoch. Allerdings kann diese Art der Schwindverformung durch frühzeitige und optimale Nachbehandlung zielsicher minimiert werden.

Waagerechte Bauteile sind dabei natürlich besonders gefährdet und entsprechend zu schützen. Bei Wandbauteilen bietet es sich an, die Wandkrone in der Schalung durch eine übergehängte Folie zu schützen.

Tab. 1: Schwindarten, deren Ursachen und Gegenmaßnahmen

Schwindart	Ursache	Abhilfe
Frühschwinden	Austrocknung der frischen Oberfläche durch unzureichende Nachbehandlung	Frühzeitige, lang andauernde, gute Nachbehandlung
Autogenes Schwinden	Chemisch-mineralogisch bedingte Volumenreduktion durch Umwandlung von Zementleim zu Zementstein	Moderater w/z-Wert und eine gut abgestimmte Betonzusammensetzung
Trocknungsschwinden	Austrocknung des Festbetons durch Wasserabgabe an die Umgebungsluft	feuchte Umgebung

2.2 Autogenes Schwinden

Autogenes Schwinden (autogen *griechisch*: aus sich selbst entstanden) entsteht aus dem Erhärtungsprozess des Zementleims zum Zementstein, da Zementstein ein geringeres Volumen einnimmt als der Zementleim. Es handelt sich um eine relativ schnell verlaufende Schwindverformung, die über den vollen Querschnitt stattfindet. Näheres siehe Beitrag in diesem Band von Prof. Mechtcherine.

Über alle Betonfestigkeitsklassen betrachtet ist der Wasser-Zement-Wert der wichtigste Parameter. Da der w/z-Wert den Planern i. Allg. nicht bekannt ist, wird nach [1] Abschnitt 3.1.4 (6) die Betonfestigkeitsklasse betrachtet: „Das autogene Schwinden ist eine lineare Funktion der Betonfestigkeit“. Je höher die Betonfestigkeitsklasse desto größer wird das autogene Schwinden.

Da das Schwinden des Betons etwa nur 1/5 bis 1/6 des Schwindens von Zementstein ausmacht, kommt der Gesteinskörnung als aussteifendes Element der Betonmatrix eine besondere Rolle zu [1] 3.1.3 (2). Je größer der Elastizitätsmodul einer Gesteinsart, desto geringer ist das Schwindmaß.

Betrachtet man die Bandbreite der Betonfestigkeitsklassen - besonders die hohen - sind die anderen Parameter der Betonzusammensetzung vernachlässigbar. Diese sind der Zementleimgehalt, die Sieblinie, das Größtkorn, die Gesteinsart, die Zementart und der Zementtyp (S, N, R).

2.3 Trocknungsschwinden

Das Trocknungsschwinden ist eine Austrocknung des Festbetons durch Wasserabgabe an die umgebende Luft. Diese Austrocknung ist wie das autogene Schwinden hauptsächlich beeinflusst vom Wasser-Zement-Wert und wird in [1] über die Betonfestigkeitsklasse berücksichtigt, allerdings in umgekehrter Richtung: Je höher die Betonfestigkeitsklasse desto geringer wird der w/z-Wert, desto kleiner sind die Kapillarporen und desto geringer wird das Trocknungsschwinden.

Ein weiterer wichtiger Parameter ist die relative Luftfeuchte. Je geringer die relative Luftfeuchte, desto mehr Wasser wird vom Beton an die Umgebungsluft abgegeben.

Weitere Parameter sind die austrockenbare Oberfläche im Verhältnis zur Bauteildicke und der Zementtyp S, N und R.

In Anhang B von [1] gibt es umfangreiche Tabellen, die die Berechnung des Trocknungsschwindens vereinfachen.

3 Beton für wasserundurchlässige Bauwerke

3.1 Frühschwinden bei WU-Konstruktionen

Fehlende oder unzureichende Nachbehandlung führt gerade in waagerechten Betonbauteilen leicht zu Rissen, die bei WU-Konstruktionen - leicht verständlich - eher unerwünscht sind. Daher hat sich auf den Baustellen die Erkenntnis etabliert, dass WU-Bauteile besonders gut nachbehandelt werden müssen.

Das Verbot der „natürlichen Nachbehandlung“ bei Luftfeuchten über 85% r. F. für WU-Bauteile unterstützt diese Erkenntnis [7].

Wird die Oberfläche eines Bauteils auch noch flügelgeglättet, ist unbedingt die zwischenzeitliche Nachbehandlung nach [2] zu beachten.

3.2 Autogenes Schwinden bei Bauteilen in WU-Konstruktionen

Nach [1] ist überwiegend die Betonfestigkeit und damit der Wasser-Zement-Wert für die Schwindverformung infolge autogenen Schwindens maßgebend. Betrachtet man allerdings nur WU-Bauteile und bleibt damit in einem üblicherweise engen Bereich des w/z-Wertes von 0,55 bis 0,60, kommen die anderen Parameter der Betonzusammensetzung wie der Zementleimgehalt, die Sieblinie, das Größtkorn, die Gesteinsart, die Zementart und der Zementtyp (S, N, R) ins Spiel.

Tab. 2: Vorgaben für WU-Beton im Laufe der Normengeschichte

Normenausgabe	Bauteildicke	Bauteildicke	BI / ÜK I Regelung
DIN 1045 1978 6.5.7.2	für d = 10 cm - 40 cm w/z ≤ 0,60	für d > 40 cm w/z ≤ 0,70	< B35 möglich A/B 16 z ≥ 400 kg/m ³ A/B 32 z ≥ 350 kg/m ³
DIN 1045 1988 6.5.7.2	für d = 10 cm - 40 cm w/z ≤ 0,60	für d > 40 cm w/z ≤ 0,70	< B35 möglich A/B 16 z ≥ 370 kg/m ³ A/B 32 z ≥ 350 kg/m ³
DIN 1045-2 2001 5.5.3	für d ≤ 40 cm w/z ≤ 0,60 z ≥ 280 kg/m ³ (270 kg/m ³) ≥ C25/30	für d > 40 cm w/z ≤ 0,70	DIN 1045-3 Tab. 4 nur max. zeitweilig aufstauendes Sickerwasser
DAfStb Richtlinie 6.1 (5)	min d und Bk 1 (w/z) _{eq} ≤ 0,55 und Größtkorn ≤ 16 mm		
DIN 1045-2 2008	unverändert		

Um diese Schwindverformung gering zu halten, muss also das minimiert werden, was schwindet und das ist die Zementleimmenge, die zum Zementstein erhärtet. So wird in der DAfStb-Richtlinie „Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen“ [9] 3.1.1 (9) die Zementleimmenge auf maximal 290 l/m³ begrenzt, um das Schwinden gering zu halten. Nach unten sind allerdings auch Grenzen gesetzt, z. B. durch die Anforderungen an den Mindestzementgehalt für die Dauerhaftigkeit des Festbetons oder die Pumpbarkeit des Frischbetons. Die Aufgabe

des Zementleims ist es, alle Sand- und Kieskörner zu umhüllen, um das Korngerüst zu fixieren. Also braucht man für eine minimierte Zementleimmenge eine Sieblinie mit möglichst geringer spezifischer Oberfläche. Das führt zu einer Sieblinie im günstigen Bereich, also zwischen den Sieblinie A und B und einem möglichst großen Größtkorn. Dieser Zusammenhang lässt sich sehr gut am Wasseranspruch einer Sieblinie ablesen.

Um das Schwinden des Zementleims zu minimieren, muss die Gesteinskörnungsart einen hinreichenden Widerstand aufweisen. Dies wird nach [1] über den Elastizitätsmodul der Gesteinskörnung definiert. Die in [1] angegebenen Elastizitätsmoduln für die verschiedenen Betonfestigkeitsklassen beziehen sich auf eine quarzische Gesteinskörnung. Basalt und dichter Kalkstein können mit einem um 20 % höheren E-Modul angesetzt werden, Kalkstein und Sandstein geringer. Noch geringer sind eine rezyklierte Gesteinskörnung und eine leichte Gesteinskörnung anzusetzen.

Hüttensandhaltiger Zement und Flugasche haben nach [4] einen geringen mindernden Einfluss auf die Schwindverformung. Der Zementtyp (S, N, R) hat im Bereich der w/z-Werte des WU-Betons einen geringen vernachlässigbaren Einfluss.

3.2.1 Entwicklung des wasserundurchlässigen Betons

Seit der Einführung des wasserundurchlässigen Betons in der DIN 1045 im Jahre 1978 sind einige Grundsätze bis heute unverändert und zeigen, dass grundlegende Erkenntnisse seit einigen Jahrzehnten vorliegen und auch immer noch aktuell sind (Tab. 2). So wird die Begrenzung des Wasser-Zement-Wertes in Abhängigkeit von der Bauteildicke vorgenommen. Bis einschließlich 40 cm Bauteildicke ist der w/z-Wert auf 0,60 begrenzt, bei Bauteilen über 40 cm Bauteildicke auf 0,70.

Wasserundurchlässiger Beton war von Anfang an als fremdüberwachter Beton vorgesehen. Für einfache Konstruktionen war aber auch eine eigenüberwachte Variante möglich. Dafür wurden weitere Vorgaben gemacht. Bis zur Fassung 2001 der DIN 1045 erfolgte diese Regelung über einen höheren Mindestzementgehalt, der in Abhängigkeit vom Größtkorn der Gesteinskörnung angegeben war. Dabei wurde die Mindestzementmenge in der Fassung 1988 für das 16er Größtkorn etwas reduziert. Darüber hinaus musste die Sieblinie im günstigen Bereich A/B liegen. Mit Erscheinen der DIN 1045-2 im Jahre 2001 wurde die ÜK 1 Regelung über die Art des Wasseranfalls geregelt. Bei drückendem und nicht drückendem Wasser ist eine nur eigenüberwachte Lösung nicht mehr möglich.

In der mit Ausgabedatum 2003 erschienenen Richtlinie für „Wasserundurchlässige Bauwerke aus

Beton“ des DAfStb [7] wird dem zunehmendem Hang zu schlanken Bauteile Rechnung getragen und Mindestbauteildicken definiert. Wenn solch eine Mindestbauteildicke (z. B. bei Beanspruchungsklasse 1 = 24 cm) ausgenutzt wird und gleichzeitig die Beanspruchungsklasse 1 vorliegt, muss der w/z-Wert auf $\leq 0,55$ reduziert werden und das Größtkorn der Gesteinskörnung wird bei diesen schlanken Bauteilen auf 16 mm begrenzt.

In der Baupraxis haben sich über die Anforderungen der jeweiligen Regelwerke hinaus verschiedene weitere Parameter etabliert. So wird gerne die Zementmenge auf Werte von 300 kg/m^3 bis 330 kg/m^3 eingegrenzt und in Abhängigkeit von den Temperaturbedingungen häufig ein „langsamer“ Hochofenzement eingesetzt, der mitunter auch mit einem teilweisen Ersatz durch Flugasche kombiniert wird. Auch die Vorgaben der alten Fassungen der DIN 1045 nach Sieblinien im Bereich A/B werden soweit möglich immer noch umgesetzt.

3.2.2 Schwindarmer Beton = WU-Beton?

Da der Wasser-Zement-Wert bei WU-Betonen meist in engen Grenzen von 0,55 bis 0,60 liegt, kommt den anderen Parametern der Betonzusammensetzung ein höheres Gewicht zu.

Allerdings kann mit diesem Vergleich nur die Schwindverformung infolge autogenen Schwindens erfasst werden, da die Hauptursachen für das Fröhschwinden und das Trocknungsschwinden mit den Parametern der Betonzusammensetzung eines WU-Betons gar nicht oder nur teilweise beeinflusst werden können.

Tab. 3: Schwindarmer Beton vs. WU-Beton

Schwindarmer Beton	WU-Beton	Bewertung
w/z-Wert	eingegrenzt für autog. Schwinden für Trocknungsschw.	+ -
Zementleimmenge begrenzen	Zementmenge begrenzen (Hydratationswärme) Zementleimmenge begrenzen	+
Sieblinie A/B 32	Sieblinie A/B wg. Ausnutzung der Mindestbauteildicke meist 16 mm	+
Gesteinsart	aus logistischen und finanziellen Gründen eher nicht	0
Zementart	häufig CEM III	+

WU-Beton ist in den Grundzügen ein schwindarmer Beton. Allerdings gilt das überwiegend für das autogene Schwinden. Wobei die betontechnologische Auswahl einer WU-Zusammensetzung nicht nur eine geringe Kapillarporosität anstrebt, sondern ohnehin bereits eine geringe Schwindverformung berücksichtigt.

Das Trocknungsschwinden wird von der umgebenden Luftfeuchte dominiert und ist weder von der Betonzusammensetzung noch anderweitig von der Planung maßgeblich zu beeinflussen.

3.3 Trocknungsschwinden bei Bauteilen in WU-Konstruktionen

Das Trocknungsschwinden ist ein langfristiger Vorgang, so dass die Auswirkungen bei Bauteilen in WU-Konstruktionen bei üblichem Bauablauf sinnvollerweise erst im End-(Nutzungs-)zustand zu betrachten sind. Alle Bauteile werden dabei außen durch (feuchtes) Erdreich vor dem Austrocknen geschützt. Wie sich dabei eine vollflächige Verklebung von Perimeterdämmung langfristig auf das Arbeitsmodell zum Feuchtetransport gemäß [7] auswirkt bleibt abzuwarten. Langfristig wird das Austrocknungsverhalten also von der relativen Luftfeuchte in den Innenräumen und dem Volumen des Bauteils im Verhältnis zu seiner trocknenden Oberfläche bestimmt. Die Betonzusammensetzung wirkt sich über die Betondruckfestigkeit und damit über den Wasser-Zement-Wert und damit über die Größe der Kapillarporen sowie den Zementtyp (S, N, R) aus.

Die Betonfestigkeitsklasse liegt bei WU-Betonen üblicherweise bei C25/30 bis C30/37 und ist damit in der Berechnung des Trocknungsschwindens eine wenig variable und beeinflussbare Größe. Gleiches gilt für die austrocknende Oberfläche, die bei üblichen Bauteildicken von 24 cm bis 30 cm kaum variiert.

Die relative Luftfeuchtigkeit erreicht in Wohnräumen im Laufe der Jahreszeiten etwa 40 % bis 60 % [8] und variiert bei der Gebäudenutzung kaum. Niemand wird die Luftfeuchtigkeit in einem Keller erhöhen, nur um das Trocknungsschwinden gering zu halten, wenn gleichzeitig in unbelüfteten Ecken dann mit Schimmelbildung gerechnet werden muss. Als einzige beeinflussbare Größe bleibt der Zementtyp, der bei WU-Bauteilen meist N und eher selten R ist. S ist nicht praxisnah, da die Zementfestigkeitsklasse 32,5 N nicht überall verfügbar ist.

4 Größenordnungen der einzelnen Schwindarten

In [3] werden überschlägliche Angaben für die Größenordnungen der verschiedenen Schwindarten gemacht. Diese lassen sich gut mit den Vorgaben nach [1] vergleichen.

Nach [3] wird die größte Schwindverformung beim Frühschwinden infolge unzureichender oder gar nicht erfolgter Nachbehandlung eintreten. Diese Schwindverformung ist aber durch frühzeitige und gute Nachbehandlung zielsicher zu vermeiden. Daher geht sie in [1] nicht in die Bemessung mit ein.

Die autogene Schwindverformung wird in [1] direkt über die Betondruckfestigkeit bestimmt mit der Formel:

$$\epsilon_{ca}(\infty) = 2,5 (f_{ck} - 10) 10^{-6} \quad (3.12) \text{ aus [1]}$$

Da mit abnehmendem w/z-Wert die autogene Schwindverformung steigt, wird für f_{ck} als charakteristische Zylinderdruckfestigkeit auf der sicheren Seite liegend von einem C30/37 (w/z = 0,55) ausgegangen:

$$\begin{aligned} \epsilon_{ca}(\infty) &= 2,5 (30 - 10) 10^{-6} \\ \epsilon_{ca}(\infty) &= 0,05 \text{ ‰} \end{aligned}$$

Dieser Wert deckt sich in etwa mit dem in [3] Tafel 1 angegebenen Wert.

Tab. 4: Größenordnungen der Schwindverformungen

	Größenordnung nach [3]	daraus Werte für WU-Beton nach Tafel 1	Werte für WU-Beton nach [1]
Frühschwinden	$\epsilon_{cfs\infty} = 2 \text{ ‰} - 4 \text{ ‰}$	$\rightarrow 0$	nicht berücksichtigt
Autogenes Schwinden	$\epsilon_{cas\infty} = \sim 0 \text{ ‰} - 0,4 \text{ ‰}$ mit abnehmendem w/z-Wert von rd. 0,70 bis 0,25	für w/z = 0,55 $\epsilon_{cas\infty} = \sim 0,075 \text{ ‰}$	$\epsilon_{ca}(\infty) = 2,5 (f_{ck} - 10) 10^{-6}$ $\epsilon_{ca}(\infty) = 2,5 (30 - 10) 10^{-6}$ $\epsilon_{ca}(\infty) = 0,05 \text{ ‰}$
Trocknungsschwinden	$\epsilon_{cds\infty} = 0,7 \text{ ‰} - 0,25 \text{ ‰}$ mit abnehmendem w/z-Wert von rd. 0,70 bis 0,25; für Ausgleichsfeuchte 20°C / 65 % r. F.; Probekörper Ø 150 mm	für w/z = 0,60 $\epsilon_{cds\infty} = \sim 0,60 \text{ ‰}$	$\epsilon_{cd}(\infty) = k_h \cdot \epsilon_{cd,0}$ $k_h = 0,70$ $\epsilon_{cd,0} = 0,46$ für C25/30 und RH 60% $\epsilon_{cd}(\infty) = 0,70 \cdot 0,46 = 0,32 \text{ ‰}$ $\epsilon_{cd,0} = 0,55$ für C25/30 und RH 40% $\epsilon_{cd}(\infty) = 0,70 \cdot 0,55 = 0,39 \text{ ‰}$

Die Schwindverformung beim Trocknungsschwinden wird in [1] in Abhängigkeit von der Betondruckfes-

tigkeit, der austrocknenden Oberfläche und dem Zementtyp bestimmt.

Da mit höheren Wasser-Zement-Werten die Schwindverformung zunimmt, wird hier mit einem Wasser-Zement-Wert von 0,60 entsprechend einem C25/30 gerechnet.

Die Trocknungsschwindverformung nach [1]:

$$\varepsilon_{cd}(\infty) = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (3.9) \text{ aus [1]}$$

Annahme für eine WU-Kellerwand:

Höhe $h = 2600 \text{ mm}$,

Dicke $d = 240 \text{ mm}$ bzw. 300 mm

$h_0 = 2A_c / u = 2 \cdot 2600 \cdot 240 / 2600 = 480 \text{ mm}$

$h_0 = 2A_c / u = 2 \cdot 2600 \cdot 300 / 2600 = 600 \text{ mm}$

Daraus folgt für beide d:

$k_h = 0,70$ Tabelle 3.3 aus [1]

$\varepsilon_{cd,0} = 0,46$ für 60% r. F. Anhang B2 aus [1]

$\varepsilon_{cd,0} = 0,55$ für 40% r. F. Anhang B2 aus [1]

$\varepsilon_{cd}(\infty) = 0,70 \cdot 0,46 = 0,32 \text{ ‰}$ für 60% r. F.

$\varepsilon_{cd}(\infty) = 0,70 \cdot 0,55 = 0,39 \text{ ‰}$ für 40% r. F.

Diese Werte decken sich nicht mit den in [3] Tafel 1 angegebenen Wert von $0,6 \text{ ‰}$. Die bei diesen Versuchen eingesetzten Zylinderproben $\varnothing 150 \text{ mm} / h 300 \text{ mm}$ erfahren durch das Austrocknen von allen Seiten eine größere Trockenschwindung als bei der nach [1] angegebenen Vorgehensweise.

5 Fazit

Frühschwinden lässt sich mit frühzeitiger und guter Nachbehandlung zielsicher vermeiden. Da generell qualitativ gebaut werden soll, wird Frühschwinden als zielsicher vermeidbar eingestuft.

Die Frage ob WU-Beton ein schwindarmer Beton ist, kann im Prinzip mit einem deutlichen JEIN beantwortet werden. Ja, weil übliche WU-Zusammensetzungen schon immer auch die Vermeidung von Rissen infolge Schwindens beinhaltet haben und somit planmäßig ähnlich sind. Nein, weil gerade beim Trocknungsschwinden die Betonzusammensetzung einen eher geringen Einfluss hat, wenn man den Wasser-Zement-Wert als gegeben und damit nicht wählbar ansieht.

Das „Nein“ wird noch etwas verstärkt, wenn man nach [1] ausrechnet, dass der Einfluss des Trocknungsschwinden auf die Schwindverformung deutlich größer ist, als das durch die Betonzusammensetzung beeinflussbare autogene Schwinden.

6 Literatur

- [1] DIN EN 1992-1-1 + NA (Eurocode 2) (2012), Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Beuth Verlag Berlin
- [2] DIN EN 13670 und DIN 1045-3 (2012), Ausführung von Tragwerken aus Beton, Beuth Verlag Berlin
- [3] Grube, Horst (2003), Definition der verschiedenen Schwindarten, Ursachen, Größe der Verformungen und baupraktische Bedeutung, Beton, 12/2003, Verlag Bau+Technik, Erkrath
- [4] Röhling, Stefan (2012) Betonbau Band 2, Fraunhofer IRB Verlag Stuttgart
- [5] Lohmeyer, Gottfried und Ebeling, Karsten (2013), Weiße Wannen - einfach und sicher, Verlag Bau+Technik, Erkrath
- [6] Müller, Harald S. et al. (2010), BetonForum 2010, Kurzfassung Vortrag, CEMEX AG, Rüdersdorf
- [7] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Richtlinie für „Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton“ einschließlich der Erläuterungen, Heft 555 des DAfStb (2006), Beuth-Verlag Berlin
- [8] Künzel, Hartwig M., (2006), Raumlufffeuchte in Wohngebäuden - Randbedingung für die Feuchte-schutzbeurteilung, wksb 56/2006
- [9] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Richtlinie „Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen“ (2011), Beuth-Verlag Berlin

Autor

Dr.-Ing. Diethelm Bosold

Beton-Marketing West

Neustraße 1

59269 Beckum

Wirkungsweise schwindreduzierender Zusatzmittel und deren Einfluss auf wesentliche Eigenschaften von Beton

Patrick Schäffel

Zusammenfassung

Im vorliegenden Beitrag werden Ergebnisse zum Einfluss von schwindreduzierenden Zusatzmitteln auf das Schwinden von Beton sowie auf mechanische und dauerhaftigkeitsrelevante Eigenschaften von Beton vorgestellt. Bei den Untersuchungen an Betonen, hergestellt mit drei verschiedenen Zementen und zwei Wasserzementwerten, wurde festgestellt, dass die zwei im Handel erhältlichen schwindreduzierenden Zusatzmittel keinen signifikanten Einfluss auf die Konsistenz und den Luftgehalt von Frischbeton hatten. Das freie Gesamtschwinden wurde durch die verwendeten Schwindreduzierer, weitestgehend unabhängig vom Zementgehalt bis zu einem Alter von drei Jahren reduziert. In vergleichbarem Maß wie das freie Gesamtschwinden wurde das Schwinden bei Dehnungsbehinderung durch die Schwindreduzierer abgemindert. Durch den Einsatz von Schwindreduzierern in Beton ist mit einer Verminderung der Betondruck- und Biegezugfestigkeit um bis zu 20 % zu rechnen. Die Carbonatisierungstiefe wurde durch die Schwindreduzierer erhöht, jedoch mit wahrscheinlich geringen Konsequenzen für die Praxis. Auf Grund eines verfeinerten Porensystems der Betone mit Schwindreduzierer wurde der Widerstand gegenüber eindringenden Chloriden um bis zu 20 % erhöht. Das Ausmaß der inneren Schädigung (relativer dynamischer E-Modul) im CIF-Test war von der Kombination von Zement und Schwindreduzierer abhängig.

1 Einleitung

Das Schwinden von Beton führt zu Verformungen, die bei Behinderung Spannungen im Betonbauteil hervorrufen können. Dadurch können z. B. Mikrorisse, Oberflächenrisse oder Trennrisse entstehen, die die Gebrauchstauglichkeit und die Dauerhaftigkeit des Betonbauteils beeinträchtigen können. Infolge des Schwindens nimmt das Risiko einer Rissbildung, insbesondere bei großflächigen Bauteilen, wie beispielsweise Bodenplatten oder Tunnelschalen, zu. [1],[2],[3]

Seit Anfang der 1980er Jahre stehen Zusatzmittel zur Verfügung, die das Schwinden reduzieren können. Sogenannte schwindreduzierende Zusatzmittel (engl. **S**hrinkage **R**educing **A**dmixtures - SRA) wurden in Japan entwickelt, um das Schwinden von Betonbauteilen abzumindern. Sie werden in Europa seit etwa 1997 eingesetzt. [4],[5] Ein Modell zum Wirkungsmechanismus schwindreduzierender Zusatzmittel in Zementstein wurde in [6] vorgestellt.

Schwindreduzierer werden von der DIN EN 934 nicht erfasst, und es existieren in Deutschland bislang keine allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen. Deshalb dürfen sie derzeit in Deutschland nicht in tragenden Bauteilen aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton eingesetzt werden. Gute Erfahrungen hat man beispielsweise bei der Anwendung von schwindreduzierenden Zusatzmitteln in zementge-

bundenen Estrichen und in zementhaltigen Zubereitungen im Bereich der Bauchemie gemacht.

Ziel der im Forschungsinstitut der Zementindustrie durchgeführten Forschungsvorhaben war es zu klären, ob der Einsatz von Schwindreduzierern zu einer anhaltenden Reduzierung des Schwindens von Zementstein und Beton führt, ohne die Dauerhaftigkeit zu beeinträchtigen. Aufbauend auf Arbeiten zum Einfluss schwindreduzierender Zusatzmittel auf die Eigenschaften von Zementstein [6], [7] sollte untersucht werden, ob und wie sich die Erkenntnisse zur Wirkung und zu den Wirkungsmechanismen von Schwindreduzierern auf Beton übertragen lassen. Die Ergebnisse der Forschungsvorhaben sollten dazu beitragen, bislang noch offene Fragen zur Wirkung und den Wirkungsmechanismen von Schwindreduzierern zu beantworten und das Potenzial von Schwindreduzierern in Bezug auf eine umfassende Anwendung in der Betonbauweise abzuschätzen.

2 Ausgangsstoffe und Untersuchungsmethoden

2.1 Ausgangsstoffe, Betonzusammensetzung und Lagerung

Die Untersuchungen wurden mit einem Portlandzement CEM I 42,5 R, einem Portlandkompositzement CEM II/B-M (S-LL) 42,5 N und einem Hochofenzement CEM III/A 42,5 N durchgeführt. Die Herstellung des Hochofenzements bzw. des Portlandkomposit-

zements erfolgte durch Mischen des jeweiligen Portlandzements mit getrennt gemahlenem Hüttensand bzw. mit getrennt gemahlenem Hüttensand und Kalkstein. Der Hüttensandgehalt im Hochofenzement betrug 50 M.-%. Der Hüttensandgehalt im Portlandkompositzement betrug 15 M. % und der Kalksteingehalt 20 M.-%. Die Masseangaben der Zementhauptbestandteile Hüttensand und Kalkstein beziehen sich auf die sulfatträgerfreie Zusammensetzung. Die Betone wurden mit Zementgehalten von 270, 320, 370 und 420 kg/m³ sowie mit Wasserzementwerten von $w/z = 0,42$ und $w/z = 0,50$ hergestellt. Als Gesteinskörnung kamen Rheinkies und Rheinkies mit der Sieblinie A16/B16 gemäß DIN 1045 2, Anhang U zum Einsatz. In die Untersuchungen wurden zwei handelsübliche Schwindreduzierer auf Basis von Glykol (SRA1) und Glykolether (SRA2) einbezogen, die mit 4,5 M.-% bezogen auf das Zugabewasser dosiert wurden.

Die Prüfkörper wurden innerhalb der ersten 24 Stunden nach der Herstellung mit HD-PE-Folien bzw. Glasplatten abgedeckt in der Schalung im Klima (20 ± 2) °C und > 95 % rel. Luftfeuchte gelagert. Danach wurden folgende Lagerungen unterschieden:

Lagerung L1:	Temperatur (20 ± 2) °C und eine relative Luftfeuchte von (65 ± 5) % (Klima 20/65)
Lagerung L2:	Lagerung nach DIN EN 12390-2 Probekörper für Druckfestigkeits- und Elastizitätsmodulprüfung - sechs Tage auf Rosten in einem Wasserbad mit Leitungswasser von (20 ± 1) °C, danach Klima 20/65 Probekörper für Biegezugprüfung - bis zur Prüfung im Wasserbad mit Leitungswasser von (20 ± 1) °C
Lagerung L3:	konserviert in PE-Folie
Lagerung L4:	insgesamt 5 Zyklen bis zu 504 Tagen mit wechselnder Lagerung für jeweils 56 Tage in (20 ± 2) °C Wasser und 56 Tage im Klima 20/65; im Anschluss an diese 5 Zyklen Lagerung der Proben im Klima 20/65

2.2 Untersuchungsmethoden

An den Betonen wurden 10 min nach Mischungsende das Ausbreitmaß gemäß DIN EN 12350-5 bzw. das Verdichtungsmaß gemäß DIN EN 12350-4, die Frischbetonrohddichte gemäß DIN EN 12350-6 und der Luftgehalt gemäß DIN EN 12350-7 bestimmt. Die Einflüsse schwindreduzierender Zusatzmittel auf die Druckfestigkeit von Beton wurden an Würfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm nach DIN EN 12390-3 im Alter von 2, 7, 28, 91 und 182 Tagen

ermittelt. Die Druckfestigkeit wurde mit den Lagerungsarten L1, L2 und L3 im Alter von 2, 7, 28 und 91 Tagen bestimmt. Die Bestimmung der Biegezugfestigkeit erfolgte nach DIN EN 12390-5 an Prismen mit den Abmessungen 100 x 100 x 500 mm³ im Alter von 2, 7, 28, 91 und 182 Tagen mit den Lagerungsarten L1 und L2. Der statische Elastizitätsmodul wurde nach DIN 1048-5 an Zylindern mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm mit Lagerung L2 im Alter von 7, 28 und 91 Tagen bestimmt.

Der Einfluss der Schwindreduzierer auf das freie Gesamtschwinden wurde an Probekörpern mit den Abmessungen 75 x 75 x 280 mm³ in Anlehnung an ISO 1920-8 bei Lagerung L1 und L2 bis zu einem Alter von drei Jahren bestimmt. Darüber hinaus wurde das Gesamtschwinden bei einer Wasser-Luft-Wechsel-Lagerung (Lagerung L4) durchgeführt. Die dargestellten Ergebnisse sind jeweils Mittelwerte aus mindestens zwei Einzelwerten.

Das behinderte Schwinden wurde mit einem sogenannten Ringtest in Anlehnung an ASTM C 1581-04 ermittelt. Für Betone mit einem Wasserzementwert von $w/z = 0,50$ und einem Zementgehalt von 370 kg/m³ wurden Betonringe mit einem Querschnitt von 75 mm x 75 mm hergestellt, die durch einen innen liegenden Stahlzylinder (Stahlring) mit einem inneren Durchmesser von 158 mm und einem äußeren Durchmesser von 190 mm in ihrer Verformung behindert wurden. Als äußere Schalung des Betonrings wurde ein Kunststoffring mit einer Dicke von rd. 20 mm verwendet. Der innere Stahlring und der äußere Kunststoffring wurden mit Hilfe eines Dreibeins auf einer Stahlplatte temporär für den Herstellvorgang mit Schrauben fixiert (s. Abbildung 1). Die Betone wurden in die Schalung eingebracht und auf einem Rütteltisch vollständig verdichtet. Im Anschluss daran wurde die Fixierung entfernt und der Beton wurde mit einer PE-Folie und einer Aluminiumplatte abgedeckt. Die Abdeckung verblieb für 24 Stunden auf dem Beton, um eine Austrocknung zu verhindern. Die Stahlringe waren jeweils mit drei Dehnungsmessstreifen versehen, mit denen die Ringstauchungen kontinuierlich, nach der Herstellung beginnend aufgezeichnet wurden.

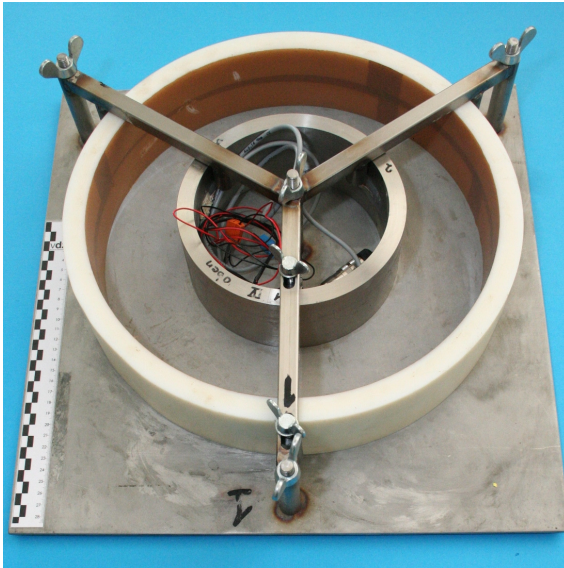


Abb. 1: Versuchsaufbau zur Bestimmung der Stauchungen im Stahlring auf Grund hygrischer Verformungen von Beton

Die Ausgangsstoffe der Betone wurden auf (10 ± 2) °C temperiert, um eine Frischbetontemperatur von rd. 20 °C zu erreichen. Die abgedeckten Ringe wurden für rd. 24 h bei einer Temperatur von (17 ± 1) °C gelagert, um eine Temperaturerhöhung während der beginnenden Hydratation in den ersten 24 Stunden zu vermeiden und nahezu isotherme Bedingungen im Beton einzustellen. Über die Grundplatte aus Stahl und die aufliegende Aluminiumplatte wurde Hydratationswärme abgeleitet. Anschließend lagerten die Ringe entsprechend Lagerung L1 im Klima 20/65.

Die Stahlringe waren jeweils mit drei innen liegenden in Längsrichtung angebrachten Dehnungsmessstreifen (DMS) versehen, mit denen die Verformungen aufgezeichnet wurden.

Das Carbonatisierungsverhalten wurde nach der Vorgehensweise, die in Prüfplänen des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) zur Erteilung allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassungen von Zementen vorgeschrieben ist, geprüft. Die Carbonatisierungsversuche wurden an Feinbetonprismen mit den Abmessungen $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$ mit Rheinkies und Rheinsand der Kornzusammensetzung A8/B8 nach DIN EN 12620 durchgeführt.

Die Mischungszusammensetzung des Feinbetons betrug:

Zement:	450 g
deionisiertes Wasser:	225 g
Wasserzementwert w/z:	0,50
Gesteinskörnung:	1350 g

Die Herstellung erfolgte nach DIN 196-1. Je Betonzusammensetzung wurden 10×3 Prismen hergestellt. Die Hälfte der Prismen wurde 7 Tage bei einer

Temperatur von (20 ± 1) °C unter Wasser vorgelagert, die andere Hälfte lagerte 28 Tage bei einer Temperatur von (20 ± 1) °C unter Wasser. Anschließend lagerten die Probekörper jeweils im Klima 20/65.

Zur Prüfung der Carbonatisierungstiefe wurden von jeweils drei Probekörpern rd. 30 mm lange Stücke abgespalten und mit 1 %-iger Phenolphthaleinlösung besprüht. Nach rd. 24 Stunden wurden die Carbonatisierungstiefen jeder Seite der abgespaltenen Stücke ermittelt und die mittlere Carbonatisierungstiefe wurde berechnet. Die Eckbereiche blieben unberücksichtigt.

Der Widerstand des Betons gegenüber eindringenden Chloriden wurde mit Hilfe des Migrations-tests gemäß Merkblatt „Chlorideindringwiderstand“ der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) [8] ermittelt. Das Grundprinzip des Migrationstests [9] basiert auf der Beschleunigung des Ionentransports durch das Anlegen einer elektrischen Spannung.

Der Frostwiderstand wurde mit dem CIF-Verfahren gemäß BAW-Merkblatt „Frostprüfung“ [10] an jeweils 5 CIF-Platten mit den Abmessungen $150 \times 110 \times 70 \text{ mm}^3$ bestimmt. Die Probekörper wurden 1 Tag abgedeckt in der Schalung, 6 Tage unter Wasser bei (20 ± 1) °C (Vorlagerung) und anschließend 21 Tage im Klima 20/65 gelagert. 2 Tage bis 7 Tage vor Beendigung dieser Trockenlagerung wurden die Seitenflächen der Probekörper mit Aluminiumfolie mit Butylklebung abgedichtet. Im Alter von 28 Tagen begann das 7tägige kapillare Saugen der Probekörper in deionisiertem Wasser. Die Prüfung erfolgte über 100 Frost-Tau-Wechsel. Die Abwitterungsmenge, der dynamische E-Modul sowie die Wasseraufnahme wurden nach (14 ± 2) , (28 ± 2) , (42 ± 2) , (56 ± 2) und 100 Frost-Tau-Wechseln bestimmt. Zusätzlich wurde zur Berechnung des kritischen Sättigungsgrads der Gesamtporenraum und der Gehalt an physikalisch gebundenem Wasser bestimmt.

3 Ergebnisse

3.1 Einfluss von SRA auf die Frischbetoneigenschaften

Die Schwindreduzierer SRA1 und SRA2 hatten keinen signifikanten Einfluss auf die Konsistenz und den Luftgehalt von Frischbeton mit Portlandzement CEM I, Portlandkompositzement CEM II/B-M (S-LL) und Hochofenzement CEM III/A mit Zementgehalten zwischen 270 kg/m^3 bis 420 kg/m^3 und Wasserzementwerten von $w/z = 0,42$ und $w/z = 0,50$ (s. Abbildung 7).

3.2 Einfluss von SRA auf das Schwinden von Beton

3.2.1 Unbehindertes (freies) Gesamtschwinden

Die Untersuchungen zum unbehinderten (freien) Gesamtschwinden von Beton mit CEM I, CEM II/B-M (S-LL) und CEM III/A mit Zementgehalten zwischen 270 kg/m^3 bis 420 kg/m^3 und Wasserzementwerten von $w/z = 0,42$ und $w/z = 0,50$ bei unterschiedlichen Lagerungs- bzw. Trocknungsbedingungen zeigten, dass die schwindreduzierende Wirkung der Schwindreduzierer SRA1 und SRA2 in Bezug auf Betone ohne Schwindreduzierer unabhängig vom Schwindreduzierer, der Zementart, dem Zementgehalt und dem Wasserzementwert mit zunehmendem Alter abnahm. Die schwindreduzierende Wirkung von Schwindreduzierer SRA2 war in allen Fällen größer als die von Schwindreduzierer SRA1. Schwindreduzierer SRA1 reduzierte das Gesamtschwinden von Beton mit Portlandzement CEM I bei den Lagerungen L1 (1d in Schalung, danach Klima 20/65) und L2 (1d in Schalung, 6d in Wasser, danach Klima 20/65) im Alter von einem Jahr um rd. 11 % bis rd. 21 %. Bei den Betonen, bei denen die Untersuchungen über einen Zeitraum von drei Jahren durchgeführt wurden, nahm die Wirkung des Schwindreduzierers im Klima 20/65 weiter ab. Bei einem Zementgehalt von 320 kg/m^3 und Lagerung L2 war die Wirkung von Schwindreduzierer SRA1 nach einer Lagerungsdauer von drei Jahren im Klima 20/65 nahezu aufgehoben (5 %). Schwindreduzierer SRA2 reduzierte das freie Gesamtschwinden im Alter von einem Jahr um bis zu rd. 39 %. Die Wirkung war jeweils weitestgehend unabhängig von der Zementart, dem Zementgehalt, dem Wasserzementwert und der Lagerungsart. Beispielhaft ist die Reduzierung des Gesamtschwindens bezogen auf die jeweilige Referenz ohne SRA von Betonen mit 270, 320, 370, 420 und $667 \text{ (Zementstein) kg/m}^3$ Portlandzement CEM I mit $w/z=0,50$ und Schwindreduzierer SRA2, Lagerung L1, in Abbildung 2 dargestellt. Der Kurvenverlauf verdeutlicht die mit zunehmendem Alter abnehmende Wirkung des Schwindreduzierers unabhängig vom Zementleimgehalt. Nach 3 Jahren Lagerung im Klima 20/65 betrug die schwindreduzierende Wirkung rd. 27 % bis rd. 35 %. Die Wirkung in den Betonen war weitestgehend mit der Wirkung im Zementstein vergleichbar.

Durch die langen Untersuchungszeiträume von bis zu drei Jahren war eine Beurteilung der Langzeitwirkung der handelsüblichen Schwindreduzierer SRA1 und SRA2 im Labor Klima möglich. Die schwindreduzierende Wirkung nahm unabhängig vom Schwindreduzierer, der Zementart, dem Zementgehalt und dem Wasserzementwert mit zunehmendem Alter ab. Die jeweilige Schwindreduzierung im Alter von drei Jahren war weitestgehend

vom Zementgehalt unabhängig. Die Art der Vorlagerung hatte ebenfalls keinen signifikanten Einfluss auf die Wirkung der SRA. Die schwindreduzierende Wirkung von Schwindreduzierer SRA2 war größer als die von Schwindreduzierer SRA1. Eine Zusammenfassung der ermittelten schwindreduzierenden Wirkung von SRA1 und SRA2 in Beton mit Portlandzement CEM I im Alter von 3 Jahren ist in Abbildung 3 dargestellt.

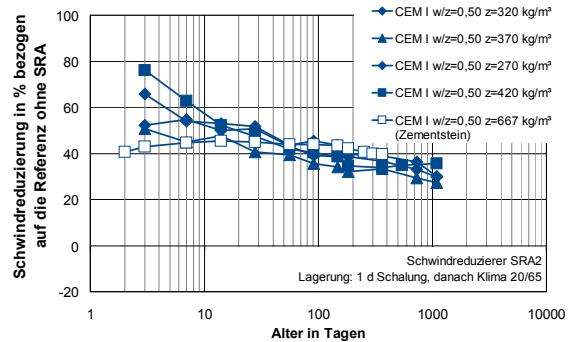


Abb. 2: Reduzierung des Gesamtschwindens bezogen auf die jeweilige Referenz ohne SRA von Betonen mit 270, 320, 370, 420 und $667 \text{ (Zementstein) kg/m}^3$ Portlandzement CEM I mit $w/z = 0,50$ und Schwindreduzierer SRA2, Lagerung L1

Die Abbildung zeigt, dass mit Schwindreduzierer SRA1 das Schwinden von Beton mit Portlandzement CEM I bei den Lagerungen L1 und L2 im Alter von einem Jahr um rd. 5 % bis 20 % reduziert wurde.

Schwindreduzierer SRA2 reduzierte das freie Gesamtschwinden im Alter von drei Jahren um rd. 13 % (CEM III/A, $w/z = 0,50$, $z = 320 \text{ kg/m}^3$, L1) bis zu rd. 35 % (CEM I, $w/z = 0,42$, $z = 420 \text{ kg/m}^3$, L1). Die Wirkung war jeweils weitestgehend unabhängig von der Zementart, dem Zementgehalt, dem Wasserzementwert und der Lagerungsart. Mit zunehmender Lagerungsdauer bis zu 3 Jahren im Klima 20/65 nahm die Wirkung geringfügig ab und blieb in einigen Fällen konstant (CEM I, $z = 420 \text{ kg/m}^3$, L1).

Nach einem Jahr im Klima 20/65 und vorausgegangener Wasser-Luft-Wechselagerung in Lagerung L4 (Gesamtdauer 812 Tage) betrug die schwindreduzierende Wirkung von Schwindreduzierer SRA1 in Beton mit Portlandzement CEM I und einem Wasserzementwert von $w/z = 0,50$ rd. 28 % und rd. 34 % mit SRA2. Bei den Betonen mit Portlandkompositzement CEM II/B-M (S-LL) und mit Hochofenzement CEM III war die Wirkung des Schwindreduzierers SRA2 vergleichbar zur Wirkung in Beton mit Portlandzement CEM I.

Der Einfluss der Lagerungsart auf die schwindreduzierende Wirkung von Schwindreduzierer SRA2 war nach rd. 2 ¼ Jahren nicht signifikant.

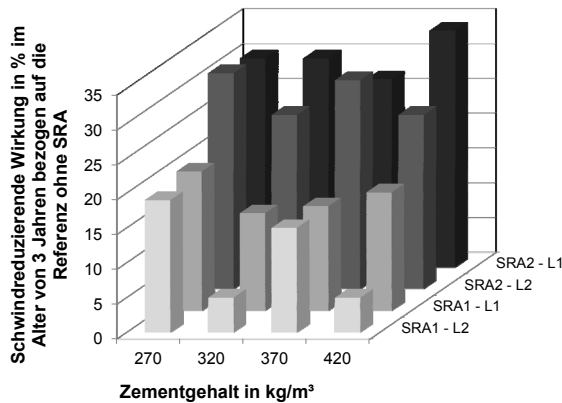


Abb. 3: Reduzierung des Gesamtschwindens im Alter von 3 Jahren durch die Schwindreduzierer SRA1 und SRA2 bezogen auf die jeweilige Referenz ohne SRA von Betonen mit 270, 320, 370 und 420 kg/m³ Portlandzement CEM I mit w/z = 0,50

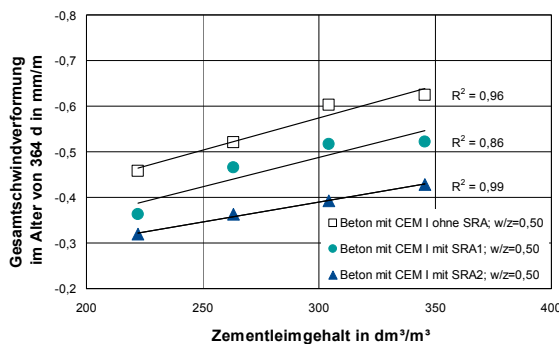


Abb. 4: Gesamtschwindverformung im Alter von einem Jahr von Beton mit w/z = 0,50 und mit Portlandzement CEM I in Abhängigkeit des Zementleimgehalts; Referenz ohne SRA und Schwindreduzierern SRA1 und SRA2; Lagerung L2

Die Gegenüberstellung der Gesamtschwindverformung der Betone ohne und mit SRA im Alter von 1 Jahr und dem jeweiligen Zementleim/-steingehalt zeigte, dass die Betone mit SRA im Vergleich zur Referenzprobe bei gleichem Zementleimgehalt deutlich geringere Schwindmaße aufwiesen. Unter Anwendung der in Abbildung 4 (beispielhaft für Beton mit Portlandzement und w/z = 0,50) dargestellten Korrelationsgeraden wurde überprüft, wie groß der Zementleim/-steingehalt bei den Betonen mit SRA1 bzw. SRA2 sein kann, um eine vergleichbare Gesamtschwindverformung aufzuweisen wie die Referenz. Dabei zeigte sich, dass unter Verwendung einer linearen Extrapolation der Zementleimgehalt in Bezug auf Beton ohne SRA bis zu einem Faktor von rd. 1,7 (SRA2, CEM I, w/z = 0,50, L2) erhöht werden

könnte. Vor diesem Hintergrund kann davon ausgegangen werden, dass Betone mit SRA mit deutlich höherem Zementleim/-steingehalt das gleiche Schwindmaß aufweisen wie zementleimärmere Betone ohne SRA, deren Verarbeitbarkeit auf Grund des geringeren Zementleimgehalts deutlich schlechter ist.

3.2.2 Behindertes Gesamtschwinden

Am Beispiel von Beton mit Portlandzement CEM I, w/z = 0,50 und 370 kg/m³ mit Schwindreduzierer SRA2 ist der Dehnungsverlauf in den Stahlringen in Abbildung 5 dargestellt. Das Bild zeigt jeweils den Mittelwert der Dehnungen von drei DMS in einem Ring bis zu einem Alter von 50 Tagen. Die Stahldehnung nahm kontinuierlich ab, d. h. die Stauchung nahm zu. Im Alter von 50 Tagen (1200 Stunden) betrug die mittlere Dehnung von Beton mit Portlandzement CEM I ohne SRA (Referenz) rd. -90 µm/m. Die mittlere Dehnung von Beton mit Portlandzement CEM I mit Schwindreduzierer SRA2 betrug zu diesem Zeitpunkt rd. -65 µm/m.

Die ermittelte Reduzierung der Ringdehnung (dargestellt in Abbildung 5, Sekundärachse), betrug im Alter von 24 Stunden rd. 20 % und stieg bis zum Alter von 7 Tagen auf rd. 40 % an. Ab einem Alter von 28 Tagen fiel die Reduzierung der Ringdehnung bis zum Alter von 50 Tagen auf rd. 30 % ab.

Nach 74 Tagen (nicht in Abbildung 5 dargestellt) wurde der äußere Kunststoffring entfernt. Dadurch konnten die Betonringe zusätzlich zur Ober- und Unterseite auch über die Radialfläche austrocknen. In zwei von drei Ringen traten dadurch Risse, die zu einer plötzlichen Entlastung und damit zu einem Rückgang der Stahldehnung führten, im Alter von 55 Tagen bzw. 74 Tagen auf. Ab einem Alter von 80 Tagen veränderte sich die Stahldehnung im Ring ohne Riss nicht mehr signifikant.

Im Beton mit Schwindreduzierer SRA2 wurden auch nach Entfernen des äußeren Rings und der damit verbundenen Austrocknung über die Radialfläche keine Risse, die zu einer plötzlichen Entlastung und damit zu einem Rückgang der Stahldehnung führten, festgestellt.

Die Untersuchungen zum behinderten Gesamtschwinden von Beton mit einem Wasserzementwert von w/z = 0,50 und einem Zementgehalt von 370 kg/m³ zeigen, dass die im Ring auftretenden Dehnungen durch Schwindreduzierer SRA2 ab einem Alter von 14 Tagen (336 Stunden) bei den drei verwendeten Zementen vergleichbar waren (s. Abbildung 6). Im Alter von 50 Tagen im Klima 20/65 wurde das behinderte Schwinden von Beton mit Portlandzement CEM I um rd. 28 % und von Beton mit Portlandkompositzement CEM II/B-M (S-LL) sowie Hochofenzement CEM III/A um jeweils rd. 25 % verringert. Der Verlauf der schwindreduzierenden

den Wirkung deutet darauf hin, dass die Wirkung des Schwindreduzierers SRA2 über ein Alter von 50 Tagen noch weiter abnehmen wird. Ringdehnung (Stauchung) und das unbehinderte (freie) Gesamtschwinden von Beton mit $w/z = 0,50$ bzw. $w/z = 0,42$ wurde durch Schwindreduzierer SRA2 etwa in gleichem Maße reduziert.

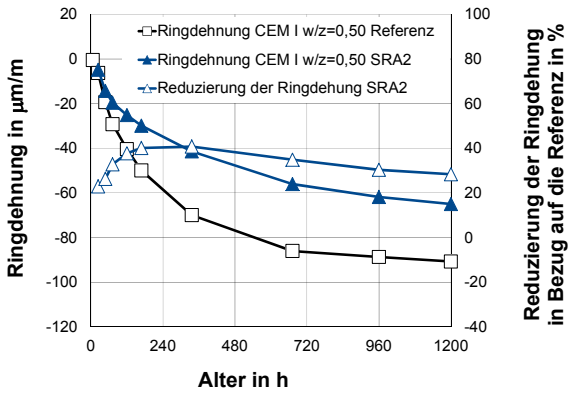


Abb. 5: Ringdehnung von Beton ohne Schwindreduzierung (Referenz) und mit Schwindreduzierer SRA2 (Primärachse) und Reduzierung der Ringdehnung durch SRA2 bezogen auf die Referenz ohne SRA (Sekundärachse) von Beton mit 370 kg/m^3 Portlandzement CEM I mit $w/z = 0,50$ im Ringtest

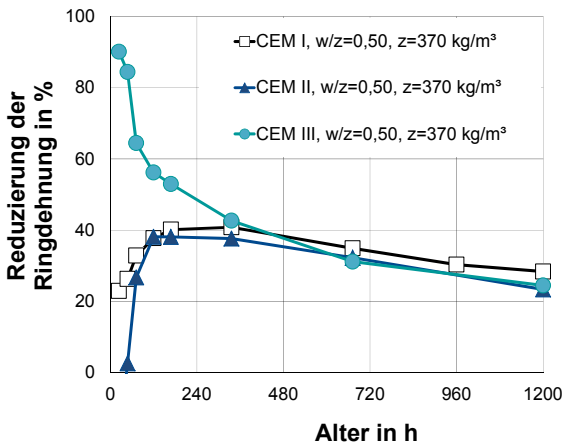


Abb. 6: Reduzierung der Ringdehnung durch SRA2 bezogen auf die Referenz ohne SRA von Beton mit $w/z = 0,50$ und 370 kg/m^3 Portlandzement CEM I, Portlandkompositzement CEM II und Hochofenzement CEM III im Ringtest

3.3 Einfluss von SRA auf die mechanischen Eigenschaften von Betonen

In der Literatur geht aus einer Reihe von Veröffentlichungen, u. a. [11], [12], [13] und [14] hervor, dass die Druckfestigkeit von Betonen durch SRA reduziert werden kann. Diese Erkenntnisse wurden in den

Forschungsvorhaben weitestgehend bestätigt. Für den Einsatz von Schwindreduzieren in der Praxis ist auf Basis dieser Ergebnisse mit einer Verminderung der Betondruckfestigkeit um bis zu 20 % zu rechnen. Die Untersuchungen zum Einfluss von SRA auf die Biegezugfestigkeit zeigten einen eher unsystematischen Einfluss der Schwindreduzierer auf die Biegezugfestigkeit von Beton. Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass für den Einsatz von Schwindreduzieren in der Praxis auf Basis der im Forschungsprojekt ermittelten Ergebnisse mit einer Verminderung der Biegezugfestigkeit um bis zu 20 % zu rechnen ist. Der statische Elastizitätsmodul wurde im Vergleich zur Betondruckfestigkeit bzw. Biegezugfestigkeit durch die Schwindreduzierer SRA1 und SRA2 nur in geringem Maße beeinflusst. Die maximale Abminderung des statischen Elastizitätsmoduls betrug im Alter von 28 Tagen rd. 4 %. Der Einfluss von Schwindreduzieren auf die Frischbetoneigenschaften und auf die mechanischen Eigenschaften von Beton kann wie in Abbildung 7 dargestellt zusammengefasst werden.

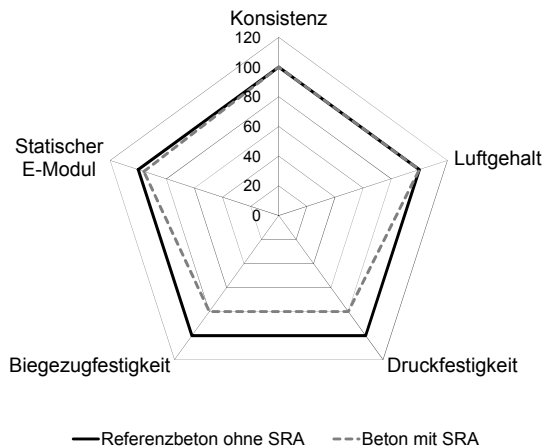


Abb. 7: Einfluss von Schwindreduzieren auf die Frischbeton- und mechanischen Eigenschaften von Normalbeton

3.4 Einfluss von SRA auf die Dauerhaftigkeit von Betonen

Die Carbonatisierungstiefe von Feinbetonen mit Schwindreduzierer waren unabhängig von der Zementart und der Vorlagerungsdauer nach einem Jahr Lagerung im Klima 20/65 größer als die der entsprechenden Referenzproben ohne Schwindreduzierer (s. Abbildung 8). Für die Praxis wären dadurch aber kaum Konsequenzen zu erwarten.

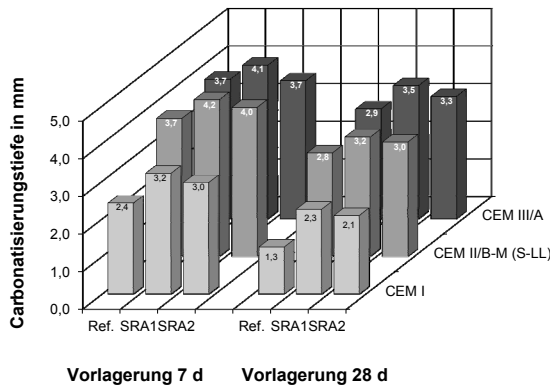


Abb. 8: Carbonatisierungstiefe von Feinbeton mit $w/z = 0,50$ nach 364 Tagen Lagerung im Klima 20/65, Vorlagerung 7 und 28 Tage in Wasser

Der Widerstand gegenüber eindringenden Chloriden von Beton wurde durch die Schwindreduzierer um bis zu 20 % erhöht. Da Schwindreduzierer zu einer Verfeinerung des Porengefüges beitragen [6] und die Kapillarporosität sowie die kapillare Wasseraufnahme reduziert wird [6], [7], kann der erhöhte Chlorideindringwiderstand auf ein verfeinertes Porensystem der Betone mit Schwindreduzierer zurückgeführt werden.

Die Untersuchungen zum Einfluss von Schwindreduzierern auf den Frostwiderstand von Beton zeigten, dass die Abwitterungsmengen im CIF-Verfahren insgesamt vernachlässigbar waren. Die Betone mit CEM I (s. Abbildung 9) und CEM III/A und den verwendeten Schwindreduzierern hielten das von der Bundesanstalt für Wasserbau aufgestellte Kriterium für den relativen dynamischen E-Modul ein.

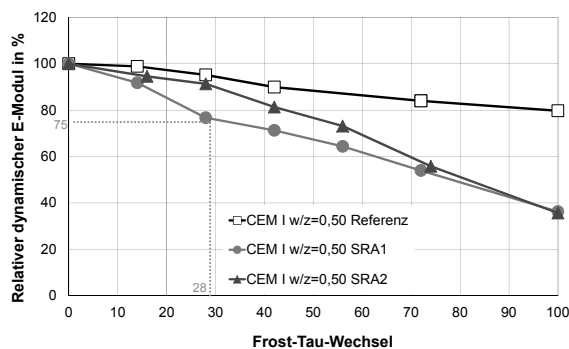


Abb. 9: Zeitliche Entwicklung des relativen dynamischen E-Moduls im CIF-Test über 100 Frost-Tau-Wechsel von Beton mit 320 kg/m^3 Portlandzement CEM I mit $w/z = 0,50$ ohne Schwindreduzierer (Referenz) und mit den Schwindreduzierern SRA1 und SRA2

Der Beton mit CEM II/B-M (S-LL) und Schwindreduzierer SRA2 hielt das Kriterium nicht ein. Dies zeigt, dass das Ausmaß der inneren Schädigung (relativer dynamischer E-Modul) von der Kombination von Zement und Schwindreduzierer abhängt. Nach wie vor nicht vollständig geklärt ist jedoch, inwieweit die in der Laborprüfung gemessene Abnahme des relativen dynamischen E-Moduls als Maßstab für die in der Praxis zu erwartende Schädigung in der Expositionsklasse XF3 - auch bei Verwendung schwindreduzierender Zusatzmittel - herangezogen werden kann. Die Untersuchungen zum Sättigungszustand der Betone zeigten, dass die Betone mit Schwindreduzierer vor der Frost-Tau-Belastung jeweils weniger Prüfflüssigkeit kapillar aufnahmen als die entsprechenden Referenzbetone. Dagegen war der Anteil, der während der ersten 28 Frost-Tau-Wechsel aufgenommen wurde, bei den Betonen mit SRA größer als bei der entsprechenden Referenz. Dies kann auf ein verfeinertes Porensystem der Betone mit Schwindreduzierer zurückgeführt werden. Der theoretische kritische Sättigungsgrad nach Fagerlund von 91 % wurde teilweise überschritten, ohne dass dies mit einer signifikanten inneren Schädigung einherging.

4 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Die Ergebnisse der im Forschungsinstitut der Zementindustrie durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass Schwindreduzierer das Gesamtschwinden sowie das Schwinden unter wechselnden Lagerungsbedingungen von Beton reduzieren. Diese Eigenschaft kann genutzt werden, um die verbesserten Verarbeitbarkeitseigenschaften zementleimreicher Betone mit gleichzeitig geringeren lastunabhängigen hygrischen Verformungseigenschaften zu kombinieren. Da die untersuchten SRA einige Dauerhaftigkeitsrelevante Parameter, wie z. B. den Frostwiderstand z. T. negativ beeinflussten, ist zu empfehlen, vor Verwendung für Betonbauteile in den relevanten Expositionsklassen entsprechende Eignungsprüfungen durchzuführen. Die druckfestigkeitsabmindernde Wirkung von SRA sollte bei der Festlegung der Druckfestigkeitsklasse berücksichtigt werden.

5 Literatur

[1] Alonso, M.T.: Untersuchungen zur Technologie und zu ausgewählten Baustoffeigenschaften von hochfestem Beton. Düsseldorf : Forschungsinstitut der Zementindustrie, 2001. - Forschungsbericht Nr. BTe-TB-B1515 (AiF-Nr. 11102)

- [2] Alonso, M.T.: Hochfester Beton. In: Beton 52 (2002), Teil 1, Nr. 11, S. 563-567, Teil 2, Nr. 12, S. 621-624
- [3] Thielen, G. ; Alonso, M.T.: Festigkeitsentwicklung und Schwinden von hochfestem Beton. In: Sonderpublikation Bauingenieur. Massivbau 2002: Forschung, Entwicklung und Anwendung. Konrad Zilch (Hrsg.). Springer-VDI-Verlag, Düsseldorf, April 2002.
- [4] Shoya, M. ; Sugita, S. ; Sugawara, T.: Improvement of drying shrinkage and shrinkage cracking of concrete by special surfactants. Admixtures for concrete. Improvements of properties. Proceedings of the international RILEM-Symposium , Barcelona May 14-17, 1990, (Vazquez, E. (Ed.)), Chapman and Hall, London 1990, S. 484-495.
- [5] Berke, N. ; Dallaire, M. ; Simpson, B.: Performance of shrinkage reducing admixture. In: Proceedings of the 12th European ready mixed concrete congress. Lisbon, Portugal, 23-26 June, Vol 2, S. 904-913
- [6] Schäffel, P.: "Zum Einfluss schwindreduzierender Zusatzmittel und Wirkstoffe auf das autogene Schwinden und weitere Eigenschaften von Zementstein", Düsseldorf: Verlag Bau und Technik 2013 (Schriftenreihe der Zementindustrie 78)
- [7] Schäffel, P.; Rickert, J.: Einfluss von schwindreduzierenden Zusatzmitteln auf das Schwinden und weitere Eigenschaften von Zementstein : Teil 1 ; Teil 2 In: Beton 57 (2007) 6 / 7-8, S.289-295 / S.359-365
- [8] Bundesanstalt für Wasserbau, BAW (Hrsg): Merkblatt : Chlorideindringwiderstand von Beton . Karlsruhe : Bundesanstalt für Wasserbau, BAW, 2004-12
- [9] Tang, L.: Chloride Transport in Concrete - Measurement and Prediction. Göteborg, Chalmers University of Technology, Diss., 1996
- [10] Bundesanstalt für Wasserbau, BAW (Hrsg): Merkblatt : Frostprüfung von Beton. Karlsruhe, 2004-12 (BAW-Merkblatt)
- [11] Al-Manaseer, A.; Ristanovic, S.: Predicting drying shrinkage of concrete: ALSN 2004 model incorporates new parameter to account for effects of shrinkage-reducing admixtures. In: Concrete International 26 (2004) 8, S. 79-83
- [12] Berke, N.S.; Li, L.; Hicks, M.C.; Bae, J.: Improving concrete performance with shrinkage-reducing admixtures. In: Seventh CANMET/ACI International conference on superplasticizers and other chemical admixtures in concrete / Malhotra, V.M. (Hrsg.). - Farmington Hills, Mi.: American Concrete Institute, ACI, 2003. - (ACI Publication SP 217), S. 37-50
- [13] Brooks, J.J.; Jiang, X.: The influence of chemical admixtures on re-strained drying shrinkage of concrete. In: Superplasticizers and other chemical admixtures in concrete: Proceedings Fifth CANMET/ACI International Conference Rome, Italy, 1997 / Malhotra, V.M. (Hrsg.). - Detroit, Mi.: American Concrete Institute, ACI, 1997. - (ACI Publication SP 173), S. 249-265
- [14] Ribeiro, A.B.; Carrajola, A.; Goncalves, A.: Effectiveness of shrinkage-reducing admixtures on different concrete mixtures. In: Seventh CAN-MET/ACI international conference on superplasticizers and other chemical admixtures in concrete. / Malhotra, V.M.- Farmington Hills, Mi.: American Concrete Institute, ACI, 2003 (ACI Publication SP 217), S. 299-309

Autor

Dr.-Ing. Patrick Schäffel

VDZ gGmbH

Tannenstraße 2

40476 Düsseldorf

Programm des Symposiums

12. März 2015, Großer Hörsaal Bauingenieurwesen, Karlsruher Institut für Technologie (KIT)

9:00 Uhr	Anmeldung/Kaffee	14:40 Uhr	Verformungseinflüsse auf die Analyse und Bewertung von Stahlbetonstrukturen in der Praxis Dr.-Ing. Franz-Hermann Schlüter SMP Ingenieure im Bauwesen GmbH
9:30 Uhr	Begrüßung/Moderation Ulrich Nolting Geschäftsführer Beton Marketing Süd GmbH, Ostfildern	15:00 Uhr	Vorspannversuch für ein adiabates Druckluftspeicherkraftwerk Dr.-Ing. Peter-Michael Mayer Ed. Züblin AG
9:45 Uhr	Betonverformung – Eine Einführung Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller Karlsruher Institut für Technologie (KIT)	15:20 Uhr	Kaffeepause
	Verformung von Beton – Betontechnologische Grundlagen		Alltägliche und innovative Methoden der Verformungs- beherrschung
10:00 Uhr	Thermische Verformung von Beton Dr.-Ing. Michael Haist Karlsruher Institut für Technologie (KIT)	15:50 Uhr	Schwindarmer Beton = WU Beton ? Dr.-Ing. Diethelm Bosold Beton-Marketing West
10:20 Uhr	Schwinden und Schrumpfen – Lastunabhängige Betonverformungen Prof. Dr.-Ing. Viktor Mechtcherine Technische Universität Dresden	16:20 Uhr	Wirkungsweise schwindreduzierender Zusatzmittel und deren Einfluss auf wesentliche Eigenschaften von Beton Dr.-Ing. Patrick Schäffel VDZ gGmbH
10:50 Uhr	Kaffeepause	16:50 Uhr	Umtrunk / Imbiss
11:20 Uhr	E-Modul von Beton – Einflussgrößen, Vorhersage, Prüfung und Erfahrungen aus der Praxis Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Brameshuber, RWTH Aachen		
11:50 Uhr	Kriechen und Schwinden von Beton – Mechanismen, Einflussgrößen und stoffgesetzliche Modelle Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller Karlsruher Institut für Technologie (KIT)		
	Verformungsbemessung – Von der Theorie zur Praxis		
12:20 Uhr	Früher oder später Zwang – Kann man die Rissbreiten dabei zielsicher begrenzen? Dr.-Ing. Frank Fingerloos Deutscher Beton- und Bautechnik- Verein E.V.		
12:50 Uhr	Mittagspause		
14:20 Uhr	Vermeidung der Frühschwindrißbildung bei der Herstellung von Stahlbeton- Fahrbahnplatten für ein großflächiges Parkdeck Prof. Dr.-Ing. Stefan Röhling		

Autorenverzeichnis

11. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung „Betonverformungen beherrschen“

Dr.-Ing. Diethelm Bosold

Beton-Marketing West, Neustraße 1, 59269 Beckum

Dr.-Ing. Wolfgang Brameshuber

Institut für Bauforschung, Lehrstuhl für Baustoffkunde, RWTH Aachen University, Schinkelstr. 3, 52056 Aachen

Dipl.-Ing. Raphael Breiner

Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Gotthard-Franz-Str. 3, 76131 Karlsruhe

Dr.-Ing. Andreas Fäcke

SMP Ingenieure im Bauwesen GmbH, Stephaniestraße 102, 76133 Karlsruhe

Dr.-Ing. Frank Fingerloos

DEUTSCHER BETON- UND BAUTECHNIK-VEREIN E.V., Bereich Bautechnik, Kurfürstenstraße 129, 10785 Berlin

Dipl.-Chem. Martina Götze

Institut für Baustoffe, Technische Universität Dresden, Georg-Schumann-Str. 7, 01187 Dresden

Dr.-Ing. Michael Haist

Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Gotthard-Franz-Str. 3, 76131 Karlsruhe

Dr.-Ing. Vladislav Kvitsel

Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Gotthard-Franz-Str. 3, 76131 Karlsruhe

Dr.-Ing. Peter-Michael Mayer

Ed. Züblin AG, Albstadtweg 3, 70567 Stuttgart

Prof. Dr.-Ing. Viktor Mechtcherine

Institut für Baustoffe, Technische Universität Dresden, Georg-Schumann-Str. 7, 01187 Dresden

Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller

Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Gotthard-Franz-Str. 3, 76131 Karlsruhe

Dr.-Ing. Christoph Niklasch

Ed. Züblin AG, Albstadtweg 4, 70567 Stuttgart

Prof. Dr.-Ing. habil. Stefan Röhling

Spitzwegstraße 12, 4425 Taucha

Dr.-Ing. Patrick Schäffel

VDZ gGmbH, Tannenstraße 2, 40476 Düsseldorf

Dr.-Ing. Franz-Hermann Schlüter

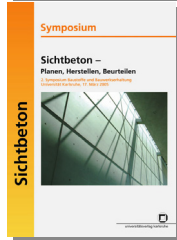
SMP Ingenieure im Bauwesen GmbH, Stephaniestraße 102, 76133 Karlsruhe

Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung

Themen vergangener Symposien (2004-2014)



1. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung
Instandsetzung bedeutsamer Betonbauten der Moderne in Deutschland
Hrsg. H. S. Müller, U. Nolting, M. Vogel, M. Haist
ISBN 978-86644-098-2



2. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung
Sichtbeton - Planen, Herstellen, Beurteilen
Hrsg. H. S. Müller, U. Nolting, M. Haist
ISBN 3-937300-43-0



3. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung
Innovationen in der Betonbautechnik
Hrsg. H. S. Müller, U. Nolting, M. Haist
ISBN 3-86644-008-1



4. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung
Industrieböden aus Beton
Hrsg. H. S. Müller, U. Nolting, M. Haist
ISBN 978-3-86644-120-0



5. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung
Betonbauwerke im Untergrund - Infrastruktur für die Zukunft
Hrsg. H. S. Müller, U. Nolting, M. Haist
ISBN 978-3-86644-214-6



6. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung
Dauerhafter Beton - Grundlagen, Planung und Ausführung bei Frost- und Frost-Taumittel-Beanspruchung
Hrsg. H. S. Müller, U. Nolting, M. Haist
ISBN 978-3-86644-341-9



7. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung
Beherrschung von Rissen in Beton
Hrsg. H. S. Müller, U. Nolting, M. Haist
ISBN 978-3-86644-487-4

bitte wenden



8. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung

Schutz und Widerstand durch Betonbauwerke bei chemischen Angriff

Hrsg. H. S. Müller, U. Nolting, M. Haist

ISBN 978-3-86644-654-0



9. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung

Nachhaltiger Beton – Werkstoff, Konstruktion und Nutzung

Hrsg. H. S. Müller, U. Nolting, M. Haist, M. Kromer

ISBN 978-3-86644-820-9



10. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung

Gestalteter Beton - Konstruieren in Einklang von Form und

Hrsg. H. S. Müller, U. Nolting, M. Haist, M. Kromer

ISBN 978-3-73150-179-4

Alle Bände sind kostenfrei als Download bei **KIT Scientific Publishing** (<http://www.ksp.kit.edu>) oder im Buchhandel erhältlich.

Das Verformungsverhalten von Beton ist im Vergleich zu jenem anderer Werkstoffe äußerst komplex und wird insbesondere durch Trocknungs- und Feuchteabsorptionsprozesse stark beeinflusst. Die beispielsweise aus einer Trocknung oder einer Langzeitbelastung des Betons resultierenden Verformungen dürfen dabei aufgrund ihrer Größe nicht vernachlässigt werden und müssen Eingang in die Bemessung finden. Hierbei ist eine enge Zusammenarbeit zwischen dem Tragwerksplaner und dem Betontechnologen erforderlich. Zielsetzung des 11. Symposiums Baustoffe und Bauwerkserhaltung ist es, Ihnen die Grundlagen zur Beherrschung des Verformungsverhaltens von Beton und damit einen wesentlichen Beitrag zur Erstellung schadensfreier Bauwerke vorzustellen.

Nach einer kurzen Einführung in das Gebiet der Betonverformung und Verformungsbeherrschung werden im ersten Themenblock die verschiedenen Mechanismen, die zu einer Verformung führen, sowie deren Einflussgrößen behandelt. Weiterhin wird gezielt auf die Leistungsfähigkeit der zur Verfügung stehenden Modelle zur Vorhersage der Betonverformung eingegangen. Im zweiten Themenblock der Veranstaltung werden die Methoden zur Beherrschung des Verformungsverhaltens aufgezeigt und anhand ausgewählter Beispiele durch namhafte Referenten erläutert. Die Veranstaltung schließt mit zwei Beiträgen zu alltäglichen und innovativen Methoden der Verformungsbeherrschung.

