Betonbauinnovationen

Symposium

Innovationen in der Betonbautechnik

3. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung
Universität Karlsruhe (TH), 15. März 2006

Symposium

Innovationen in der Betonbautechnik

Herausgeber:
Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller
Dipl.-Wirt.-Ing. Ulrich Nolting
Dipl.-Ing. Michael Haist

Symposium

Innovationen in der Betonbautechnik

3. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung
Universität Karlsruhe (TH), 15. März 2006

mit Beiträgen von:

Dipl.-Ing. Edgar Bohner
Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Brameshuber
Prof. Dr.-Ing. Harald Budelmann
Dr.-Ing. Sam Foos
Dr.-Ing. Martin Günter
Dipl.-Ing. Michael Haist
Dr.-Ing. Dr. rer.nat. Gunther Herold
Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller
Prof. Dr.-Ing. Prof. h.c. Dr.-Ing. E.h. Hans-Wolf Reinhardt
Dipl.-Ing. Siegfried Riffel
Dipl.-Ing. Jennifer C. Scheydt
Dipl.-Ing. Michael Vogel
Prof. dr.ir. Joost C. Walraven

Veranstalter:
Universität Karlsruhe (TH)
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie
76128 Karlsruhe

Betonmarketing Süd GmbH
Gerhard-Koch-Straße 2+4
73760 Ostfildern

universitätsverlag karlsruhe

Impressum
Universitätsverlag Karlsruhe
c/o Universitätsbibliothek
Straße am Forum 2
D-76131 Karlsruhe
www.uvka.de

Dieses Werk ist unter folgender Creative Commons-Lizenz
lizenziert: http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/2.0/de/

Universitätsverlag Karlsruhe 2006
Print on Demand

ISBN 3-86644-008-1

Hinweis der Herausgeber:
Für den Inhalt namentlich gekennzeichneter Beiträge ist die jeweilige Autorin bzw. der jeweilige Autor verantwortlich.

Vorwort

Der Bereich der Betonbautechnik ist durch bemerkenswerte Innovationen der vergangenen Jahre gekennzeichnet. Der Schlüssel hierfür liegt einerseits in der Entwicklung des Betons vom 3-Stoffsystem Zement/Wasser/Gesteinskörnung zum 5-Stoffsystem unter zusätzlicher Verwendung von Betonzusatzmitteln und Betonzusatzstoffen. Andererseits ermöglichten ein vertieftes Verständnis der Schädigungsprozesse bei zementgebundenen Baustoffen sowie die durch den Einsatz der EDV geprägte Weiterentwicklung der Rechen- und Messtechnik bemerkenswerte Fortschritte hinsichtlich Bemessung, Ausführung und Bauwerksüberwachung.

Einzelne Entwicklungen haben bereits Eingang in aktuelle Richtlinien gefunden. Das in der Praxis nutzbare Potential neuer wissenschaftlicher Erkenntnisse im Bereich der Betonbautechnik ist aber bei weitem noch nicht ausgeschöpft. Man darf also gespannt auf die kommenden Jahre blicken.

Im Symposium „Innovationen in der Betonbautechnik“ sollen wesentliche neue Erkenntnisse der letzten Jahre und ihr Nutzen für die Praxis in einem Überblick vorgestellt werden.

Bezüglich des Themenfelds Hochleistungsbetone wird daher auf die Herstellung, Eigenschaften und Anwendung von selbstverdichtenden, faser- und textilbewehrten sowie ultrahochfesten Betonen eingegangen. Zudem wird die Umsetzung neuer wissenschaftlicher Erkenntnisse in Bauweisen und Bemessungsverfahren im Betonbau behandelt. Abschließende Betrachtungen beleuchten Innovationen in der Bauwerksüberwachung, die neue Chancen für die Praxis beinhalten.

Die schriftlichen Beiträge zu den einzelnen Vorträgen des Symposiums sind in diesem Tagungsband zusammengefasst.

Die Veranstalter

Inhalt

	Vorwort	V
Harald S. Müller	Betonbautechnik – neue Entwicklungen im Überblick	1

Hochleistungsbetone

Michael Haist Harald S. Müller	Selbstverdichtender Beton	9
Joost C. Walraven	From Conventional to High Performance Steel Fibre Concrete	23
Jennifer C. Scheydt Gunther Herold Harald S. Müller	Ultrahochfester Beton	33
Wolfgang Brameshuber	Textilbewehrter Beton – ein neuer Verbundwerkstoff	45

Bauweisen und Bemessungsverfahren

Sam Foos Harald S. Müller	Neues Verfahren zur Bemessung von befahrbaren Betonplatten	53
Michael Vogel Edgar Bohner Martin Günter Harald S. Müller	Beurteilung der Dauerhaftigkeit und Restnutzungsdauer von Betonbauteilen mittels probabilistischer Methoden	65
Siegfried Riffel	iRoof®/ iWall® - Strom, Wärme und Kühlung mit intelligenten Fertigteilen aus Beton	79

Bauwerksüberwachung

Hans-Wolf Reinhardt	Ultraschall-Monitoring der Eigenschaftsentwicklung von jungem Beton	91
Harald Budelmann	Bauwerksmonitoring – mehr als Messen	97
	Programm des Symposiums	107
	Referenten- / Autorenverzeichnis	109

Betonbautechnik – neue Entwicklungen im Überblick

Harald S. Müller

Zusammenfassung

Verschiedene neue Entwicklungen prägten die Betontechnologie bzw. die Betonbautechnik in den vergangenen 20 Jahren. Sie vollzogen sich im Wesentlichen in den Bereichen Werkstofftechnologie, Mess- und Versuchstechnik sowie Stoffgesetze und Bemessungskonzepte. Herausragend sind sicherlich die materialtechnologischen Innovationen, die zu neuartigen Hochleistungsbetonen geführt haben. Sie werden das Bauen mit Beton verändern. Dieser Beitrag will einen kurzen Überblick geben.

1 Einführung

Gesellschaftliche Veränderungen und damit verbundene Anforderungen an Bauwerke haben bereits in der Vergangenheit zu einer steten Verbesserung und Weiterentwicklung von Baustoffen geführt. Im Rückblick auf die vergangenen zwei Jahrzehnte scheint es, dass gerade die Betonbautechnik bzw. die Betontechnologie einen besonders rasanten Entwicklungsverlauf genommen hat. Die Wurzeln hierfür liegen sicherlich zum einen in neuen Anforderungen, die oftmals nur durch entsprechende betontechnologische Entwicklungen realisiert werden können. Als Stichworte seien Kriterien wie qualitativ hochwertige, wirtschaftlich günstig herstell- und nutzbare sowie dauerhafte und wartungsarme Konstruktionen genannt, die zudem dem Grundsatz der Nachhaltigkeit genügen müssen.

Andererseits scheint auch eine Art Paradigmenwechsel den Fortschritt beflügelt zu haben. So zeigt ein Blick in das wissenschaftliche Schrifttum der Betonbautechnik, dass bis grob zum Jahr 1980 nahezu ausschließlich die Erforschung des Verhaltens praxisüblicher Betone im Vordergrund stand. In den folgenden Jahren befassten sich die Baustoffwissenschaftler vermehrt auch mit der gezielten Verbesserung und Weiterentwicklung des Betons. Neue Betonarten waren ein wichtiges Ergebnis dieser Bemühungen. Nachfolgend werden einige bemerkenswerte Fortschritte der jüngeren Vergangenheit sowie neuere Forschungsergebnisse – ohne Anspruch auf Vollständigkeit – im Überblick kurz vorgestellt.

2 Werkstofftechnologische Entwicklungen

2.1 Grundlagen

Im Wesentlichen bildeten die gezielte Verwendung reaktiver Zusatzstoffe und die Entwicklung leistungsfähiger Fließmittel die Grundlage für die bis heute erreichten Innovationen in der Betontechnologie. Die entwickelten Hochleistungsbetone bedürfen darüber hinaus noch der Optimierung der Kornzusammensetzung, um die gewünschten Betoneigenschaften im frischen und festen Zustand erreichen zu können.

Abbildung 1 fasst die Einflüsse von Zusatzstoffen, Fließmitteln und der Optimierung des Kornaufbaus sowie die sich hieraus ergebenden Wechselwirkungen und Betoneigenschaften zusammen.

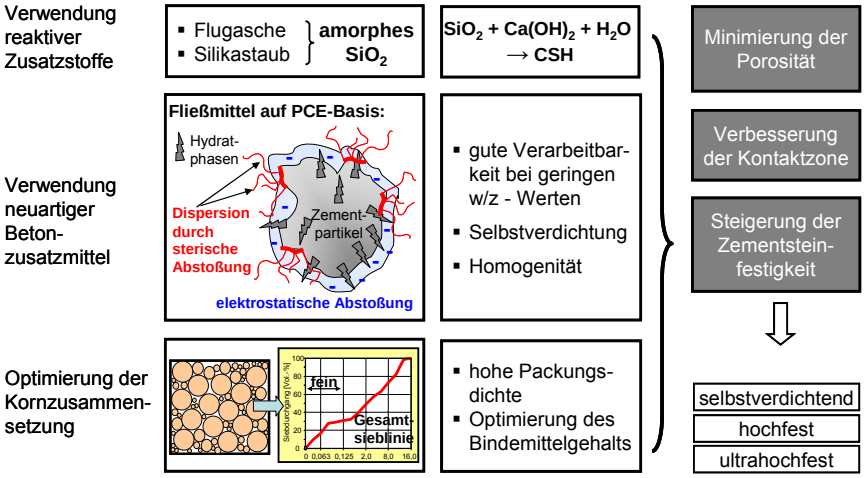


Abb.1: Schematische Darstellung zu den Innovationen in der Betontechnologie

In Abhängigkeit von den jeweils ergriffenen betontechnologischen Maßnahmen lassen sich hiermit selbstverdichtende, hochfeste oder ultrahochfeste Betone mit und ohne Faserbewehrung herstellen.

2.2 Hochfeste und ultrahochfeste Betone

Abbildung 2 zeigt die bekannte historische Entwicklung von eher niederfesten Betonen in den 1950er Jahren bis hin zum heute bereits in der Praxis herstellbaren ultrahochfesten Beton. Der Schlüssel dieser Entwicklung liegt im Kern in der Reduktion des Wasserzementwertes bei gleichzeitiger Sicherstellung einer guten Verarbeitbarkeit infolge der Dosierung leistungsfähiger Fließmittel. Flugasche und insbesondere Silikastaub unterstützen durch Füllereffekte und die puzzolane Reaktion die Minimierung der Porosität bzw. den Festigkeitsgewinn, insbesondere auch in der Kontaktzone.

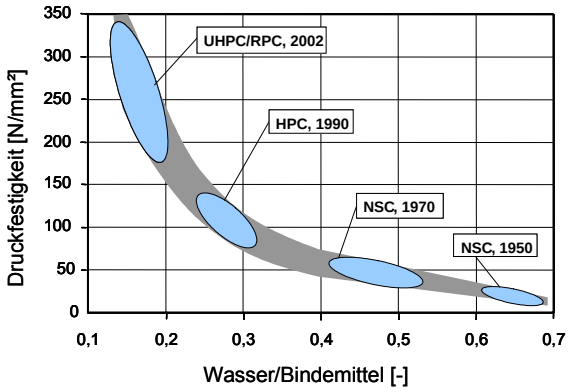


Abb. 2: Geschichtliche Entwicklung der Druckfestigkeit von Beton von normalfest (NSC) über hochfest (HPC) bis ultrahochfest (UHPC/RPC)

Ultrahochfeste Betone sind durch extrem kleine Wasser-Bindemittelwerte, eine hohe Packungsdichte der Stoffpartikel und die Minimierung von Gefügestörungen in Form von Poren und Mikrorissen gekennzeichnet. Hierdurch wird parallel zur hohen Festigkeit ein extrem sprödes Verformungs- bzw. Bruchverhalten erzeugt. Erst der Einsatz von Fasern verleiht diesem Beton die für die Praxis notwendige Duktilität bzw. Resttragfähigkeit und eröffnet ein breites Anwendungsspektrum im Bauwesen. Nähere Einzelheiten hierzu finden sich im Beitrag von J. C. Scheydt et al. in diesem Symposiumsband [1].

2.3 Selbstverdichtende Betone

Einen entscheidenden Innovationsschub hat die moderne Betontechnologie mit der Entwicklung selbstverdichtender Betone seit Mitte der 1980er Jahre erfahren. Im Zusammenhang mit der Entwicklung hochfester Betone war erkannt worden, dass die Verdichtung dieser Betone aufgrund ihres geringen Wassergehalts und der damit verbundenen hohen Viskosität äußerst problematisch war. Okamura et al. (siehe [2]) entwickelten daraufhin Betone, die sich allein aufgrund ihres Eigengewichts selbst verdichteten und wegen ihres hohen Fließvermögens in der Lage waren, eine Schalung vollständig auszufüllen. Möglich wurde dies zum einen durch eine Steigerung des Mehlkornleimgehalts im Beton sowie durch die Zugabe moderner Betonverflüssiger.

Mit dieser Entwicklung einher gingen umfangreiche Forschungsaktivitäten zum rheologischen Verhalten frischer Betone. Die Mischungsentwicklung dieser Betone ist daher bis heute auch vollständig auf die Optimierung der Frischbetoneigenschaften ausgerichtet und vernachlässigt die gängigen, klassischen Entwurfsparameter wie die Druckfestigkeit oder den Wasserzementwert.

Selbstverdichtender Beton wird heute definiert als ein Beton, der ohne Zufuhr von Verdichtungsarbeit entlüftet, allein aufgrund seines Eigengewichts fließt und eine Schalung vollständig ausfüllt, wobei er gleichzeitig einen hohen Widerstand gegen Entmischen aufweist. Aufgrund dieser Eigenschaften wird SVB inzwischen in vielen Ländern, insbesondere im skandinavischen Raum, den Niederlanden und den USA, häufig eingesetzt. Aber auch in Deutschland ist mit einer starken Zunahme des Marktanteils von SVB zu rechnen, nachdem mit der Richtlinie „Selbstverdichtender Beton“ des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton [3] auch die baurechtlichen Voraussetzungen für die breite Verwendung dieses neuen Baustoffs geschaffen sind.

In den nächsten Jahren ist mit weiteren technologischen Verbesserungen von SVB zu rechnen. Auf der Grundlage eines besseren Verständnisses der rheologischen Eigenschaften des Frischbetons kann insbesondere die Robustheit von SVB, die immer noch als mangelhaft gilt, gesteigert werden. Weiterhin wird man eine Reduktion der notwendigen Bindemittelgehalte anstreben. Damit verbunden ist auch eine Steigerung der Wirtschaftlichkeit dieser Betone. Nähere Einzelheiten hierzu finden sich im Beitrag von M. Haist et al. in diesem Symposiumsband [4].

2.4 Faser- und textilbewehrte Betone

Genau genommen besitzt Faserbeton schon eine bis ins 19. Jahrhundert zurückreichende Geschichte [5]. Von baupraktischer Relevanz ist insbesondere der Einsatz kurzer Fasern. Die Entwicklung wurde durch verschiedene Fasergeometrien und Faserstoffe, wie Stahl, Kunststoff, Kohlenstoff oder Glas, geprägt. In der Praxis dominieren heute sicherlich die Stahlfasern. Ihr Einsatz führt – bei wirtschaftlicher Verwendung von bis zu 2 Vol.-% – zwar nur zu einem bescheidenen Festigkeitszuwachs, aber zu einer erheblichen Steigerung der Duktilität bei Zug- und Druckbeanspruchung. Damit wachsen die Zug- und vor allem die Biegetragfähigkeit des Faserbetons gegenüber unbewehrtem Beton erheblich an. Durch

die Verwendung eines so genannten „Fasercocktails“ – verschieden lange und unterschiedlich geformte Fasern in einer Betonmischung – können die mechanischen Eigenschaften von Faserbetonen weiter verbessert werden. Nähere Angaben hierzu finden sich im Beitrag von J. C. Walraven in diesem Symposiumsband [6].

Eine interessante Weiterentwicklung stellen hochduktile Betone (Mörtel) dar, die mit üblichen Zementgehalten, aber sehr hohen Flugaschegehalten bei einer Dosierung von ca. 2 Vol.-% Kunststofffasern hergestellt werden [7]. Sie besitzen eine ausgeprägte Verfestigungscharakteristik und Bruchdehnungen bei Zugbeanspruchung von bis 5 %.

Gegenüber dem Zumischen der Fasern zum Frischbeton besteht eine andere Möglichkeit der Herstellung darin, zunächst ein Faserskelett zu erzeugen, das mit einem fließfähigen Mörtel gefüllt wird. Mit dieser Methode, die bei der Verwendung von Stahlfasern als SIFCON-Verfahren bekannt wurde [8], sind deutlich höhere Volumenanteile an Fasern (bis 20 Vol.-%) und damit entsprechende Eigenschaftsverbesserungen realisierbar. Weiterentwicklungen dieser Methode hatten u. a. auch zum Ziel, die Herstellung des Faserbettes zu vereinfachen. Erfolgt diese beim SIFCON-Verfahren noch durch Ausstreuen der Fasern, so werden beim SIMCON- bzw. DUCON-Verfahren [9] vorgefertigte Fasermatten (Drahtdurchmesser 0,7 mm) verlegt. Dadurch wird einerseits der Aufwand zur Herstellung des Faserskeletts reduziert und andererseits die gezielte Dosierung sowie die Ausrichtung bzw. Orientierung der Fasern in Beanspruchungsrichtung möglich.

Allen Entwicklungen zum Trotz wird die konventionelle Stahlbewehrung im Betonbau wohl nicht zu ersetzen sein. Dennoch resultieren sowohl aus der Empfindlichkeit des Bewehrungsstahls, insbesondere des Spannstahls, gegenüber Korrosionsprozessen als auch aus seinem Gewicht dauerhaft gegebene Ansatzpunkte für die Substitution oder Ergänzung durch andere Werkstoffe.

Textile Bewehrungsstrukturen, über die bereits in [10] berichtet wurde, sind dabei ein Ansatz, um, anders als beim konventionellen Faserbeton, gezielt entsprechend der Richtung der Hauptzugspannungen bewehren zu können und damit die Stahlbewehrung unter Umständen ganz oder teilweise zu ersetzen. Durch die Unempfindlichkeit der eingesetzten Fasertypen gegenüber Korrosionsprozessen bietet sich die Möglichkeit, die textile Bewehrung unter alleiniger Beachtung des erforderlichen Verbundes in die äußerste Randzone zu legen. Damit können bei gleicher Belastbarkeit die Querschnittsabmessungen und damit die Masse eines Bauteils verringert und die Rissbreiten sowie die Risseverteilung günstig beeinflusst werden. Nähere Einzelheiten zu textilbewehrtem Beton finden sich im Beitrag von W. Brameshuber in diesem Symposiumsband [11].

3 Mess- und Versuchstechnik

Die stetig wachsenden Anforderungen an die Erfassung von Betoneigenschaften im frischen und erhärteten Zustand bzw. an Bauwerken im Rahmen eines Monitorings lösten bemerkenswerte Entwicklungsimpulse im Bereich der Mess- und Versuchstechnik aus. Nähere Einzelheiten und Beispiele hierzu finden sich z. B. in den Beiträgen von H.- W. Reinhardt [12] und H. Budelmann [13] in diesem Symposiumsband.

Fortschritte in der Messtechnik begünstigen in hohem Maße den Erkenntnisgewinn im Bereich der Materialforschung bzw. der Betontechnologie. Erwähnt seien hier beispielhaft die bildgebenden Verfahren, z. B. das ESEM (Environmental Scanning Electron Microscope), welches spektakuläre Einblicke in die Strukturentwicklung hydraulisch erhärtender Systeme oder auf Reaktionsprodukte bei Schädigungsprozessen im Zementstein erlaubt [14]. Neue Möglichkeiten des Erkenntnisgewinns eröffnet auch die Röntgenkleinwinkelstreuung in Verbindung mit adäquaten Auswerteverfahren. Wie Abbildung 3 zeigt, lassen sich hiermit Strukturveränderungen im Zementstein während der Wirkung einer Dauerlast erfassen [15]. Dadurch werden die beim Kriechen und Schwinden ablaufenden mikrostrukturellen Prozesse besser als bisher erforschbar.

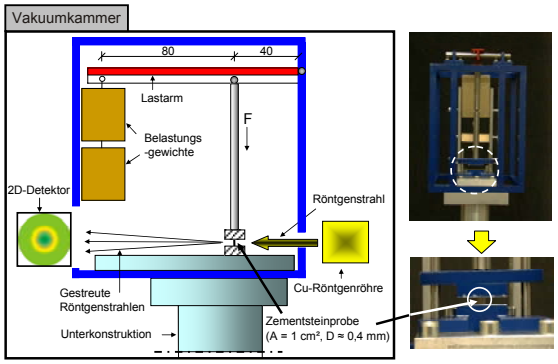


Abb. 3: Messaufbau zur Ermittlung von Strukturveränderungen in einer Zementsteinprobe unter der Wirkung einer Dauerlast mittels der Röntgenkleinwinkelstreuung

Von den zerstörungsfreien Prüfverfahren im Bauwesen hat sich insbesondere die Infrarot-Thermografie als vielseitiges, schnelles und kostengünstiges Verfahren erwiesen. Ursprünglich vorwiegend zur Detektion von Wärmebrücken und der energetischen Bewertung von Gebäuden angewandt, kann es auch bei der Beurteilung von Bauschäden und in der Materialprüfung gewinnbringend eingesetzt werden. Beispiele hierfür sind die schnelle Lokalisierung von Feuchteschäden, von unter Putz liegenden Hohlstellen, Rissen oder Ankern, von Mauerwerksfugen und

Rohrleitungen. Genaue Infrarotbilder können auch sehr gut unterstützend zur exakten Bohrkernentnahme eingesetzt werden. Innerhalb der Materialprüfung konnte das Eindringverhalten von stark flüchtigen Flüssigkeiten (z. B. Otto-Kraftstoff) anhand der entstehenden Verdunstungskälte nachgewiesen werden (siehe Abbildung 4). Weiterhin kann eine Rissentwicklung oder Ermüdung bereits in sehr frühem Stadium vorausgesagt werden, da diese Prozesse immer mit lokal erhöhtem Energieverzehr und somit einer Temperaturerhöhung verbunden sind.

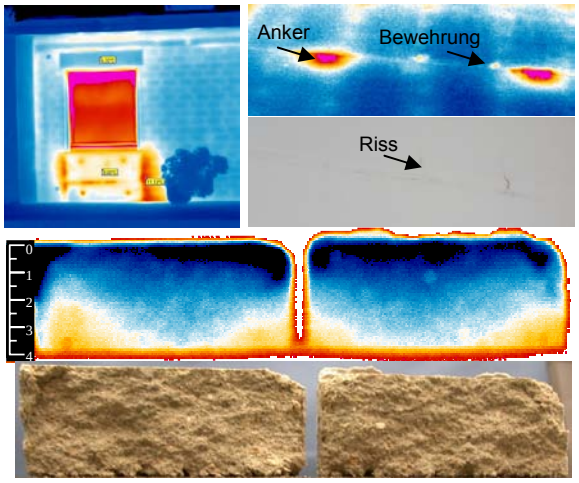


Abb. 4: Wärmebildaufnahme zur Detektion von Wärmebrücken (oben links); Einsatz der Thermografie zur Feststellung von Bauschäden (oben rechts) und Ermittlung des Eindringverhaltens von Ottokraftstoffen in Beton mittels thermographischer Aufnahmen (unten)

Als Weiterentwicklung der beschriebenen passiven Thermografie wird bei der aktiven Thermografie (Impuls-Thermografie) die zu prüfende Oberfläche gleichmäßig erwärmt und das Abklingverhalten der Oberflächentemperaturen erfasst. Häufig lassen sich somit noch Fehlstellen nachweisen, die ansonsten thermografisch nicht sichtbar wären [16].

4 Neue Stoffgesetze und Bemessungskonzepte

4.1 Tragfähigkeitsbemessung

Die Entwicklung neuartiger Baustoffe zieht die Herleitung zugehöriger Stoffgesetze sowie die Ableitung von Bemessungsverfahren, verbunden mit der entsprechenden Normung, nach sich. Beispielhaft sei hier die im Jahr 1995 erschienene Richtlinie Hochfester Beton des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton genannt [17]. Sie wurde nach dem Erscheinen der DIN 1045 [18], die auch den Bereich des hochfesten Betons abdeckt, zurückgezogen.

Die mechanischen Eigenschaften des hochfesten Betons unterscheiden sich so gravierend von jenen eines üblichen Konstruktionsbetons, dass beispielsweise eine alleinige Erweiterung der Festigkeitsklassen der alten DIN 1045 aus dem Jahr 1988 unter Beibehaltung sonstiger Angaben nicht möglich war. Besonders deutlich wird dies auch bei Betrachtung des zeit- und lastabhängigen Verformungsverhaltens. Hochfeste Betone kriechen bedeutend weniger als normalfeste Betone und zeigen z. B. bezüglich der Parameter Umgebungsklima und Bauteildicke eine deutlich geringere Beeinflussbarkeit. Letzteres gilt insbesondere auch für das Schwinden des hochfesten Betons, bei dem die aus der Feuchteabgabe resultierende Verformungskomponente, das Trocknungsschwinden, bei sehr hohen Festigkeiten vernachlässigbar klein wird. Demgegenüber wächst das durch chemische und physikalische Prozesse ausgelöste Schrumpfen (besser: Grundschwinden) unabhängig von klimatischen Randbedingungen erheblich an, so dass die gesamte Schwindverformung mit steigender Festigkeit kaum abnimmt.

In Tabelle 1 sind in knapper Form die herkömmlichen, für Normalbeton gültigen Grundansätze für das Schwinden und Kriechen den neuen Ansätzen gegenübergestellt, die gleichermaßen für normalfeste und hochfeste Betone Gültigkeit besitzen [19]. Dabei wird das Schwinden in die Verformungskomponenten Schrumpfen (Index "as"), welches vom Betonalter t abhängt, und das Trocknungsschwinden (Index "ds"), abhängig von der Trocknungsdauer $t\text{-}t_s$, aufgespalten. Auch beim Kriechen wird eine Unterscheidung in additive Komponenten, das vom Umgebungsklima unabhängige Grundkriechen sowie das Trocknungskriechen vorgenommen, wobei der Einfluss der Belastungsdauer $t\text{-}t_0$ durch sich unterscheidende Zeitfunktionen β_{bc} bzw. β_{dc} berücksichtigt wird. Diese neuen Konzepte für die Vorhersage von Kriech- und Schwindverformungen haben in die DIN 1045 [18] – mit der Vereinfachung $\beta_{bc} = \beta_{dc}$ – Eingang gefunden. Ähnliche stoffgesetzliche Entwicklungen zeichnen sich auf dem Gebiet des Leichtbetons ab [20].

Tab 1: Grundansätze für die Vorhersage des Schwindens und Kriechens von normalfesten bzw. normal- und hochfesten Betonen

Verformung	Normalfester Beton	Normal- und hochfester Beton
Schwinden	$\varepsilon_s = \varepsilon_{s0} \cdot \beta_s(t - t_s)$	$\varepsilon_s = \varepsilon_{as0} \cdot \beta_{as}(t) + \varepsilon_{ds0} \cdot \beta_{ds}(t - t_s)$
Kriechen	$\varphi = \varphi_0 \cdot \beta_c(t - t_0)$	$\varphi = \varphi_{0,bc} \cdot \beta_{bc}(t - t_0) + \varphi_{0,dc} \cdot \beta_{dc}(t - t_0)$

Ein neues Bemessungskonzept für befahrbare Betonplatten wird in diesem Symposiumsband von S. Foos et al. vorgestellt [21]. Die Bemessung solcher Platten, die sowohl bewehrt als auch unbewehrt ausgeführt werden können, basiert bis heute auf stark empirischen bzw. standardisierten Ansätzen. Sie berücksichtigen weder annähernd realistisch das ausgeprägt nichtlineare Materialverhalten von Beton noch Einwirkungen aus klimatischen Umgebungsbedingungen. Auf der Einwirkungsseite werden allein Lasten oder Lastkollektive betrachtet. Dabei zeigen überschlägige Berechnungen, dass thermisch oder hygrisch bedingte Spannungen die Größe von Lastspannungen weit übertreffen können. Das neue Bemessungsverfahren berücksichtigt praxisgerecht witterungsbedingte Beanspruchungen und liefert somit einen Beitrag zur Herstellung dauerhaft rissefreier Betonplatten.

4.2 Dauerhaftigkeitsbemessung

Für die Bemessung eines Tragwerkes, also zur Sicherstellung der Tragfähigkeit, ist es übliche Praxis, dass sowohl die einwirkenden Lasten als auch die Werkstoffeigenschaften, d. h. die so genannten Widerstände, auf der Basis eines probabilistischen Ansatzes und entsprechender Werkstoffgesetze erfasst und anhand eines nachvollziehbaren Modells bilanziert werden. Demgegenüber erfolgt heute die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit mit vergleichsweise groben Angaben bzw. Grenzwerten, z. B. hinsichtlich der Umgebungsbedingungen und einzuhaltender Wasserzementwerte, also mittels eines deskriptiven Ansatzes [18]. Im Hinblick auf die Wirtschaftlichkeit und die Dauerhaftigkeit von Bauwerken aus Beton wird es zukünftig jedoch notwendig sein, eine probabilistische Dauerhaftigkeitsbemessung durchzuführen. Einen ersten normativen Vorschlag wird der neue fib Model Code bringen, mit dessen Erscheinen im Jahr 2008 gerechnet werden kann.

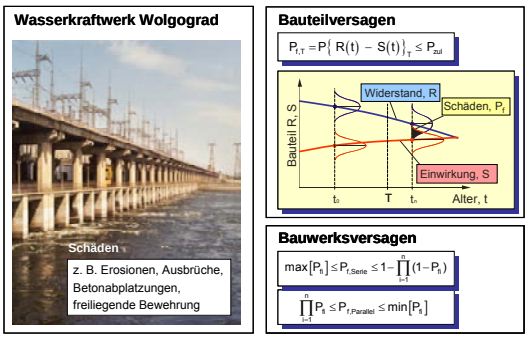


Abb. 5: Elemente der Lebensdauerprognose für Wasserbauwerke. Sie erfordert u. a. Materialgesetze zur Hydroabrasion, karbonatisierungsinduzierten Korrosion und zur Schädigung durch einen Frostangriff [22]

Unverzichtbare Elemente einer Dauerhaftigkeitsbemessung sind abgesicherte Materialgesetze. Für das Karbonatisierungsverhalten und die Chloriddiffusion liegen diese heute weitestgehend vor. Für andere Einwirkungen, z. B. auch die Verschleißbeanspruchung, sind solche Gesetze noch zu entwickeln. Wesentlich ist auch, ein Konzept für den Übergang von der Betrachtung von Bauteilen hin zum Bauwerk bereitzustellen. Hierzu bedarf es systemanalytischer Strategien (siehe Abbildung 5).

Probabilistische Ansätze sind auch erforderlich, wenn die Restlebensdauer von Bauteilen oder Bauwerken abgeschätzt werden soll. Im Beitrag von M. Vogel et al. [23] in diesem Symposiumsband werden die Grundlagen einer Dauerhaftigkeitsbemessung aufgezeigt. Darüber hinaus wird exemplarisch eine Restlebensdauerabschätzung für ein Bauteil vorgestellt.

5 Ausblick

Es ist nicht einfach, gegenwärtige und zurückliegende Entwicklungsphasen hinsichtlich ihrer Bedeutung zu qualifizieren. Noch schwieriger und mit vielen Unsicherheiten behaftet ist es aber, Prognosen für die Zukunft aufzustellen. Dennoch muss aus heutiger Sicht fest davon ausgegangen werden, dass in den Industriestaaten ökologische Gesichtspunkte und der Kostendruck prägende Randbedingungen der Entwicklung im Betonbau sein werden. Ein gutes Beispiel für ein solches Entwicklungsergebnis ist das im Beitrag von S. Riffel [24] vorgestellte iRoof- bzw. iWall-Element, das auf intelligente Art beide genannten Aspekte miteinander vereint.

Darüber hinaus wird das Bauen im Bestand gegenüber dem Neubau weiterhin dominieren. Dabei wird der Gesetzgeber auch dem Baubereich zunehmend eine Kreislaufwirtschaft abverlangen.

Das bereits etablierte Prinzip der nachhaltigen Entwicklung mit Zieldefinitionen zum Bereich Bauen und Wohnen stellt neue Anforderungen an Baustoffe, Bauweisen und Bauverfahren. Bauweisen, die den Rückbau begünstigen oder zumindest eine sortenreine Trennung der Bauteilkomponenten erlauben, werden weiter zunehmen. Was heute auch aus wirtschaftlichen Gründen noch nicht realisierbar ist, kann sowohl durch gesetzliche Auflagen als auch durch die Knappheit an Baustoffen (z. B. Betonzuschläge) und Deponieflächen kurzfristig einen Kostenvorteil beinhalten. Hohe Qualitätsansprüche in Verbindung mit kurzen Bauzeiten werden robuste Bauweisen und eine zunehmende Vorfertigung erfordern. Der Neubau wird durch Innovationen auf dem Gebiet der Hochleistungsbetone geprägt sein.

Nicht allein nur hohe Festigkeiten, sondern hohe Festigkeiten in Verbindung mit einer hohen Dauerhaftigkeit und Duktilität, einem großen Arbeitsvermögen und einem geringen Aufwand bei der Herstel-

lung, Verarbeitung und Nachbehandlung werden die Betone der Zukunft auszeichnen. Die integrale Leistungsfähigkeit von Baustoffen bzw. Betonen, vereinfacht ausgedrückt durch die nachfolgende Beziehung (siehe Gleichung 1), wird dadurch immer höhere Werte annehmen:

$$L = \frac{\sum l_i}{\sum a_i} \cdot d \cdot w \qquad (1)$$

mit L = integrale Leistungsfähigkeit,
l_i = Leistungsparameter (z. B. Festigkeit, Duktilität, etc.),
a_i = Aufwandsparameter,
d = Dauerhaftigkeit oder Lebensdauer,
w = Parameter für die Wiederverwendbarkeit.

Neue Bemessungsverfahren müssen parallel zur Verbesserung der Leistungsfähigkeit des Betons entwickelt werden, damit die erreichten Vorzüge in vollem Umfang in der Praxis zu Buche schlagen können. Die Bemessung auf Dauerhaftigkeit wird erheblich an Bedeutung gewinnen, weil sie ein wirtschaftlicheres Bauen ermöglicht. Begleitet werden diese Fortschritte von der Entwicklung neuer Prüfmethoden, die eine objektive Quantifizierung der Eigenschaften von Betonen, Bauteilen und Baukonstruktionen erlauben. Im weiteren Sinne gehört hierzu auch die bis heute nur selten realisierte Bestückung von Bauwerken mit Sensoren ("online-monitoring"). Angesichts der heute bereits absehbaren werkstofflichen Entwicklungsperspektiven wird der Baustoff Beton auch weiterhin seine überragende Stellung im konstruktiven Ingenieurbau behalten.

6 Literaturangaben

[1] Scheydt, J. C., Herold, G., Müller, H. S.: Ultrahochfester Beton. In: 3. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung „Innovationen in der Betonbautechnik“, Universität Karlsruhe (TH), Müller, H. S. et al. (Hrsg.), Universitätsverlag Karlsruhe, 2006, S. 33-44

[2] Brameshuber, W.: Selbstverdichtender Beton. Verlag Bau+Technik, Düsseldorf, 2004

[3] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Richtlinie Selbstverdichtender Beton. Beuth Verlag, Berlin, 2003

[4] Haist, M., Müller, H. S.: Selbstverdichtender Beton. In: 3. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung „Innovationen in der Betonbautechnik“, Universität Karlsruhe (TH), Müller, H. S. et al. (Hrsg.), Universitätsverlag Karlsruhe, 2006, S. 9-22

[5] Reinhardt, H.-W., Naaman, A. E.: Geschichtliche Entwicklung hochduktiler Betone mit Kurzfaserbewehrung. In: Hochduktile Betone mit Kurzfaserbewehrung. Mechtcherine, V. (Hrsg.), ibidem Verlag, 2005, S. 1-9

[6] Walraven, J. C.: From Conventional to High Performance Steel Fibre Concrete. In: 3. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung „Innovationen in der Betonbautechnik“, Universität Karlsruhe (TH), Müller, H. S. et al. (Hrsg.), Universitätsverlag Karlsruhe, 2006, S. 23-32

[7] Mechtcherine, V., Schulze, J.: Hochduktiler Beton – Baustoffliche Grundlagen und Prüfung der Eigenschaften. In: Hochduktile Betone mit Kurzfaserbewehrung. Mechtcherine, V. (Hrsg.), ibidem Verlag, 2005, S. 11-35

[8] Lankard, D. R.: Slurry Infiltrated Fiber Concrete (SIFCON). Concrete International, Vol. 6 (1984), No. 12, S. 44-47

[9] Hauser, S., Wörner, J. D.: DUCON, ein innovativer Hochleistungsbeton. Beton- und Stahlbetonbau 94 (1999), Heft 2, S. 66-75

[10] Curbach, M. et al.: Neuer Baustoff Textilbeton. Beton + Fertigteil Jahrbuch 1999, Wiesbaden u. Berlin, 1999, S. 122-134

[11] Brameshuber, W.: Textilbewehrter Beton – ein neuer Verbundwerkstoff. In: 3. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung „Innovationen in der Betonbautechnik“, Universität Karlsruhe (TH), Müller, H. S. et al. (Hrsg.), Universitätsverlag Karlsruhe, 2006, S. 45-52

[12] Reinhardt, H.-W.: Ultraschall-Monitoring der Eigenschaftsentwicklung von jungem Beton. In: 3. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung „Innovationen in der Betonbautechnik“, Universität Karlsruhe (TH), Müller, H. S. et al. (Hrsg.), Universitätsverlag Karlsruhe, 2006, S. 91-96

[13] Budelmann, H.: Bauwerksmonitoring – mehr als Messen. In: 3. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung „Innovationen in der Betonbautechnik“, Universität Karlsruhe (TH), Müller, H. S. et al. (Hrsg.), Universitätsverlag Karlsruhe, 2006, S. 97-106

[14] Stark, J., Möser, B., Eckart, A.: Zementhydratation – neue Ansätze. ZKG International, Heft 01/02, 2001

[15] Neumann, A., Herold, G., Dingenouts, N., Müller H. S.: Investigation on Creep Mechanisms of Hardened Cement Paste by Means of the Small Angle X-ray Scattering Method. In: Proceedings of the 7th International Conference on creep, shrinkage and durability of concrete and concrete structures (Concreep7), 2005, Nantes, Frankreich, S. 39-44

[16] Fenchel, M., Müller, H. S.: Zerstörungsfreie Ortung von Gefügestörungen in Betonbodenplatten. In: Fachtagung Bauwerksdiagnose, Berlin, Februar 2006 (nur in CD-Version)

[17] DAfStb: Richtlinie für hochfesten Beton. Ergänzung zu DIN 1045/07.88 für die Festigkeitsklassen B 65 bis B 115, August 1995

[18] DIN 1045, Beuth Verlag, Berlin, 2001

[19] Müller, H. S. und Kvitsel, V.: Kriechen und Schwinden von Beton - Grundlagen der neuen DIN 1045 und Ansätze für die Praxis. Beton- und Stahlbetonbau, 97, 2002, S. 8-19

[20] Kvitsel, V.: Schwinden und Kriechen von Leichtbeton. Dissertation, Universität Karlsruhe (in Vorbereitung)

[21] Foos, S., Müller, H. S.: Neues Verfahren zur Bemessung von befahrbaren Betonplatten. In: 3. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung „Innovationen in der Betonbautechnik“, Universität Karlsruhe (TH), Müller, H. S. et al. (Hrsg.), Universitätsverlag Karlsruhe, 2006, S. 53-64

[22] Vogel, M.: Abschätzung der Restlebensdauer von Wasserbauwerken. Dissertation, Universität Karlsruhe (in Vorbereitung)

[23] Vogel, M., Bohner, E., Günter, M., Müller, H. S.: Beurteilung der Dauerhaftigkeit und Restnutzungsdauer von Betonbauteilen mittels probabilistischer Methoden. In: 3. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung „Innovationen in der Betonbautechnik“, Universität Karlsruhe (TH), Müller, H. S. et al. (Hrsg.), Universitätsverlag Karlsruhe, 2006, S. 65-78

[24] Riffel, S.: iRoof / iWall – Strom, Wärme und Kühlung mit intelligenten Fertigteilen aus Beton. In: 3. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung „Innovationen in der Betonbautechnik“, Universität Karlsruhe (TH), Müller, H. S. et al. (Hrsg.), Universitätsverlag Karlsruhe, 2006, S. 79-90

Selbstverdichtender Beton

Michael Haist und Harald S. Müller

Zusammenfassung

Die Bezeichnung selbstverdichtender Beton (SVB) beschreibt einen Beton, der ohne Zufuhr von Verdichtungsenergie entlüftet, ähnlich wie ein Fluid fließt und so eine Schalung vollständig ausfüllt, und der dabei einen hohen Widerstand gegen Entmischen aufweist. Im vorliegenden Beitrag werden zunächst die rheologischen Grundlagen zur Definition und Beschreibung eines solchen Werkstoffverhaltens erläutert. Anschließend wird auf die Ausgangsstoffe und die Zusammensetzung der Betone sowie deren Eigenschaften im frischen und erhärteten Zustand eingegangen. Dabei werden umfangreiche Hinweise zur Qualitätssicherung bei der Verwendung derartiger Materialien gegeben. Weiterhin wird auf die Richtlinie „Selbstverdichtender Beton“ des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton eingegangen, die die Herstellung und Verwendung von SVB regelt. Dieser Beitrag schließt mit einigen ergänzenden Angaben zu selbstverdichtendem Leichtbeton.

1 Einführung

Die Herstellung ästhetisch ansprechender, technisch anspruchsvoller und gleichzeitig dauerhafter Konstruktionen stellt hohe Anforderungen an die hierbei eingesetzten Materialien. Durch seine vielfältige Einsetzbarkeit, hohe Dauerhaftigkeit und äußerst hohe Wirtschaftlichkeit erlebt hierbei der Werkstoff Beton buchstäblich eine Renaissance, die insbesondere auf neue Entwicklungen in der Betontechnologie zurückzuführen ist.

Am Anfang dieser Entwicklung stand zunächst die Steigerung der Druckfestigkeit des Werkstoffes Beton, so dass bereits Ende der 1980er Jahre Festigkeiten von bis zu 120 N/mm² erreicht wurden [1]. Damit einher gingen erhebliche Fortschritte im Verständnis der Reaktionsmechanismen des Zements und darauf aufbauend die Entwicklung moderner Betonzusatzmittel, die eine gezielte Beeinflussung der Frischbetoneigenschaften und damit eine Verarbeitung von Betonen mit sehr geringen Wasserzementwerten ermöglichten [2].

Gleichzeitig wurde erkannt, dass die mechanischen Eigenschaften und insbesondere die Dauerhaftigkeit derartiger Hochleistungsbetone stark durch die Verarbeitung der Materialien im frischen Zustand und damit durch die Frischbetoneigenschaften beeinflusst werden. Als Haupteinflussparameter wurde der Verdichtungsprozess durch Rütteln identifiziert, der u. a. Entmischungserscheinungen und Wasseranreicherungen im Bereich der Bewehrung verursachen kann (siehe auch [3]).

Diesen Sachverhalt nahmen Okamura et al. Mitte der 1980er Jahre zum Anlass Betone zu entwickeln, die allein aufgrund ihrer Frischbetonkonsistenz in der Lage sind, ohne Zufuhr von äußerer Verdichtungsenergie zu entlüften und eine Schalung vollständig auszufüllen. Vorläufer dieser Betone waren u. a. bereits Ende der 1960er Jahre äußerst erfolgreich beim Bau des Pumpspeicherwerks Rönkhausen im Sauerland bzw. beim Bau des Wolskaya Kraftwerks an der Wolga in Wolgograd (Russland) eingesetzt worden, jedoch legten erst Okamura et al. die wissenschaftlichen Grundlagen für die gezielte Herstellung derartiger selbstverdichtender Betone (SVB). Zu Hilfe kamen Ihnen dabei entscheidende Entwicklungen im Bereich der Zusatzmittelforschung, allen voran die Entwicklung der so genannten Superverflüssiger auf Polycarboxylatetherbasis.

Als selbstverdichtend werden seitdem Betone bezeichnet, die folgende drei Eigenschaften aufweisen:

- Entlüftung ohne Zufuhr von Verdichtungsenergie
- Fluidartiges Füllverhalten auch bei komplizierter Schalungsgeometrie
- Hoher Widerstand gegen Entmischen während des gesamten Verarbeitungszeitraumes

Die Mischungsentwicklung von SVB ist weitestgehend auf die Optimierung der Frischbetoneigenschaften, d. h. auf die drei oben aufgeführten Zieleigenschaften ausgerichtet. Übergeordnete Eigenschaften wie z. B. die Druckfestigkeit oder die Steifigkeit des Betons gehen hingegen nur indirekt in die derzeit verfügbaren Mischungsentwurfskonzepte ein.

Diese beruhen i. d. R. auf einer gezielten Anpassung der Packungsdichte der Gesteinskörnung sowie auf einer Erhöhung des Mehlkornleimgehalts im Beton und entsprechen somit im ersten Ansatz den

seit Jahrzehnten gängigen Konzepten von Fuller et al. bzw. Andreasen (siehe [4]). Insbesondere für sehr weiche Konsistenzen werden bei so hergestellten Betonen häufig Entmischungserscheinungen bzw. eine hohe Empfindlichkeit der Mischungen gegenüber Schwankungen im Gehalt und der Qualität der verwendeten Ausgangsstoffe beobachtet. Ein Schwerpunkt der aktuellen Forschungsbestrebungen gilt daher dem besseren Verständnis von Entmischungs- und Sedimentationsvorgängen und deren Einflussgrößen.

2 Rheologische Grundlagen

Wesentlich für das Verständnis des Werkstoffverhaltens von Frischbeton ist eine genaue Kenntnis der rheologischen Eigenschaften derartiger Materialien. Als äußerst hilfreich haben sich hierbei Ansätze aus der Suspensionsrheologie erwiesen. Danach werden Mehlkornleime, Mörtel oder auch Betone als Suspensionen, d. h. Mischungen bestehend aus einer Trägerflüssigkeit mit darin dispergierten Partikeln, idealisiert. Aufgrund der i. d. R. sehr hohen Feststoffgehalte von bis zu 60 Vol.-% ist jedoch eine vollständige Dispergierung der einzelnen Partikel nicht möglich. Es kommt vielmehr zur Ausbildung einer netzwerkartigen Struktur, die dem frischen Material eine bestimmte Elastizität gegenüber aufgebrachten Schubspannungen verleiht. Wird die Festigkeit dieses Netzwerkes überschritten, so ist das Verformungsverhalten durch ein viskoses Fließen, d. h. die zeitabhängige Zunahme der Verformungen bei konstanter Belastung, geprägt. Ein derartiges Verformungsverhalten wird auch als viskoelastisch bezeichnet.

Wie bereits in Kapitel 1 erläutert, gehört zu den Kerneigenschaften eines selbstverdichtenden Betons die Selbstentlüftung. Luftblasen müssen daher allein aufgrund der Auftriebskraft in der Lage sein, die Elastizität des oben beschriebenen Partikelnetzwerkes zu überwinden und nach oben aufzusteigen (siehe Abbildung 1, links). Gleichzeitig muss jedoch die Elastizität der Mörtelmatrix ausreichend groß sein, um ein Absinken der groben Gesteinskörnung – und damit Entmischungsvorgänge – zielsicher zu verhindern (siehe Abbildung 1, rechts).

Abb. 1: Entlüftung (links) und Entmischung (rechts) eines selbstverdichtenden Betons

Eine Grenzbedingung für beide Prozesse kann aus der Hydraulik über das Stoke'sche Gesetz für die Umströmung einer idealen Kugel abgeleitet werden (siehe Gleichung 1). Für eine zielsichere Entlüftung muss demnach die Auftriebskraft A größer sein als die Summe der Gewichtskraft und der auf die Blase einwirkenden Oberflächenkräfte infolge einer Umströmung mit der Geschwindigkeit V:

$$A \geq G + 6\pi \cdot r \cdot \eta(\dot{\gamma}, t) \cdot V \qquad (1)$$

Aus Gleichung 1 wird ersichtlich, dass das Entlüftungs- bzw. Entmischungsverhalten eines Betons neben der Größe der Luftblasen bzw. der Gesteinskörner *r* eine Funktion der dynamischen Viskosität $\eta(\dot{\gamma}, t)$ der umgebenden Suspension ist (siehe Gleichung 2):

$$\eta(\dot{\gamma}, t) = \frac{\tau(t)}{\dot{\gamma}} \qquad (2)$$

$\eta(\dot{\gamma}, t)$ ist definiert als der Quotient aus der auf ein Material aufgebrachten Schubspannung τ und der Schergeschwindigkeit $\dot{\gamma} = dx/(h \cdot dt)$ (siehe auch Abbildung 2).

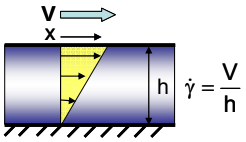


Abb. 2: Schematische Darstellung der Fließeigenschaften einer Suspension im Scherversuch

Da die Größe der Luftblasen bzw. der Gesteinskörner nur sehr bedingt beeinflusst werden kann, liegt der Schlüssel zur zielsicheren Herstellung von SVB somit in der Steuerung der rheologischen Eigenschaften des Betons bzw. dessen einzelner Phasen. Idealerweise sollte nach Abbildung 1 der Beton demnach eine sehr geringe, der Betonbestandteil Mörtel jedoch eine sehr hohe dynamische Viskosität $\eta(\dot{\gamma}, t)$ aufweisen. Dies ist jedoch physikalisch nicht möglich, wie die nachstehenden Ausführungen zeigen. Daher sind andere Ansätze zur Steuerung der Betoneigenschaften erforderlich.

Die rheologischen Eigenschaften einer Suspension sind eine Funktion der Viskosität der Trägerflüssigkeit η_{Fluid} und des Feststoffgehalts ϕ (Phasenanteil) sowie dessen Packungsdichte und Kornform. Abbildung 3 verdeutlicht diesen Einfluss exemplarisch für Suspensionen mit unterschiedlichen Phasengehalten ϕ und zwei verschiedenen Partikelgrößen. Insbesondere für sehr hohe Feststoffgehalte im Bereich von 50 bis 70 % kommt es zu einem massiven Anstieg der dynamischen Viskosität (hier in Relation zur Viskosität der Trägerflüssigkeit). Gleich-

zeitig wird auch der starke Einfluss der Packungsdichte des Partikelgemisches auf die rheologischen Eigenschaften deutlich.

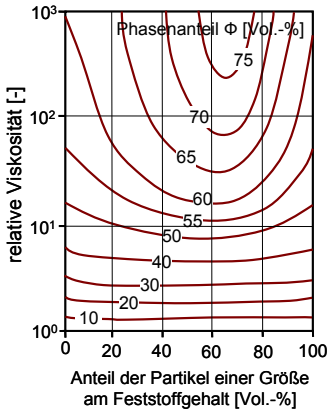


Abb. 3: Einfluss des Phasenanteils ϕ und der Partikelzusammensetzung auf die dynamische Viskosität einer Suspension bezogen auf die Viskosität der Trägerflüssigkeit; nach [5]

Bereits Einstein hat zur Beschreibung des oben dargestellten Zusammenhangs das in Gleichung 3 wiedergegebene Modell entwickelt, das jedoch nur für Suspensionen mit Phasengehalten kleiner 20 Vol.-% anwendbar und somit zur Beschreibung von Mörteln oder Betonen nicht geeignet ist. Weiterhin kann damit eine zeit- und belastungsabhängige Veränderung der Materialeigenschaften nicht berücksichtigt werden. Diese beiden Einflussparameter sind jedoch bei der Beurteilung von zementgebundenen Baustoffsuspensionen von entscheidender Bedeutung.

$$\eta_{Susp} = \eta_{Fluid} \cdot (1 + 2{,}5 \cdot \phi) \qquad (3)$$

Gebräuchlich für die Beschreibung des rheologischen Verhaltens von frischen Betonen sind hingegen das Bingham-Modell (siehe Gleichung 4 für *n* = 1) bzw. dessen Erweiterung, das Herschel-Bulkley-Modell (Gleichung 4):

$$\tau(\dot{\gamma}) = \tau_0 + \mu \cdot \dot{\gamma}^n \qquad (4)$$

Im Gegensatz zu dem Gleichung 3 zugrunde liegenden Modell, das eine Vorhersage der Materialeigenschaften der Suspension aufgrund ihrer Zusammensetzung gestattet, handelt es sich bei den Modellen nach Gleichung 4 um rein deskriptive Ansätze, mit denen durch Regressionsverfahren rheologische Kenngrößen aus experimentellen Untersuchungsergebnissen gewonnen werden können. Weiterhin sind diese Ansätze in begrenztem Umfang in der Lage, elastische Eigenschaften der frischen Suspensionen abzubilden (siehe Abbildung 4).

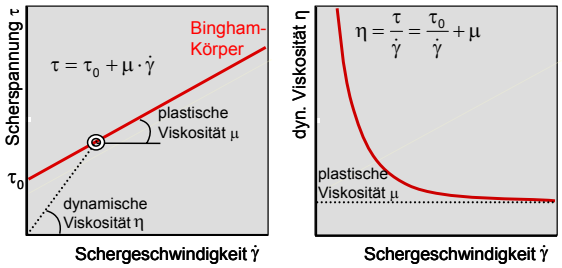


Abb. 4: Fließkurve (links) und dynamische Viskosität η (rechts) eines Bingham-Körpers als Funktion der Schergeschwindigkeit $\dot{\gamma}$

Bei beiden Modellen geschieht dies durch Einführung einer so genannten Fließgrenze τ_0. Dabei wird davon ausgegangen, dass Fließen – d. h. eine Proportionalität zwischen der aufgebrachten Spannung τ und der Fließgeschwindigkeit $\dot{\gamma}$ – erst dann möglich ist, wenn eine bestimmte Grundspannung τ_0 überschritten wird (siehe Abbildung 4, links). Im Falle des Bingham-Modells stellt sich nach Überschreiten der Fließgrenze ein linearer Zusammenhang zwischen Schubspannung und Schergeschwindigkeit ein. Die Tangentensteigung dieser Geraden wird auch als plastische Viskosität μ bezeichnet und darf nicht mit der dynamischen Viskosität η verwechselt werden, bei der es sich um die Sekantensteigung in einem definierten Punkt handelt (siehe Gleichung 2).

Nimmt man das Bingham-Modell als Grundlage zur Beschreibung des Verformungsverhaltens eines realen Betons und formt man Gleichung 4 für n = 1 entsprechend Gleichung 5 um, so wird unter Zuhilfenahme von Gleichung 1 deutlich, dass der Strömungswiderstand, den eine Luftblase beim Aufstieg in Beton erfährt, mit zunehmender Geschwindigkeit *V* und damit Schergeschwindigkeit $\dot{\gamma}$ abnimmt (siehe Abbildung 4, rechts).

$$\eta = \frac{\tau}{\dot{\gamma}} = \frac{\tau_0}{\dot{\gamma}} + \mu \qquad (5)$$

Diese Eigenschaft macht man sich seit jeher in der Betontechnologie zunutze, in dem man durch Rüttelflaschen Vibrationen in den Beton einträgt und somit hohe Schergeschwindigkeiten in der Frischbetonmatrix hervorruft. Zwar entfällt bei selbstverdichtendem Beton der Vorgang der Rüttelverdichtung, doch reichen bei diesen Betonen bereits die durch den Fließvorgang in der Schalung hervorgerufenen Schergeschwindigkeiten aus, um eine sichere Entlüftung zu gewährleisten.

Aber auch zum Verständnis von Entmischungsvorgängen in SVB können die in Abbildung 4 bzw. Gleichung 5 dargestellten Zusammenhänge herangezogen werden. Es wird deutlich, dass bereits geringfügige Beschleunigungen des ruhenden Betons – z. B. durch eine Erschütterung der Schalung – und ein damit verbundener Anstieg der Schergeschwin-

digkeit $\dot{\gamma}$, zu einem erheblichen Abfall der dynamischen Viskosität η führt. Ein Absinken der Gesteinskörnung in der Mörtelmatrix wird somit begünstigt.

Bei den obigen Ausführungen sollte berücksichtigt werden, dass das Bingham-Modell lediglich eine Näherung des tatsächlichen Materialverhaltens darstellt und insbesondere für das Verhalten bei sehr geringen Schergeschwindigkeiten erhebliche Defizite aufweist. Darüber hinaus werden Einflüsse, die aus der Schergeschichte des Materials resultieren, komplett vernachlässigt.

Dies bedeutet, dass die vom Bingham-Modell vorhergesagte Schubspannung τ bzw. Viskosität η lediglich eine Momentaufnahme darstellt. Bei Scherung mit einer konstanten Schergeschwindigkeit $\dot{\gamma}$ fallen beide Kennwerte mit der Zeit ab (siehe Abbildung 5). Ein derartiges Materialverhalten wird als thixotrop bezeichnet.

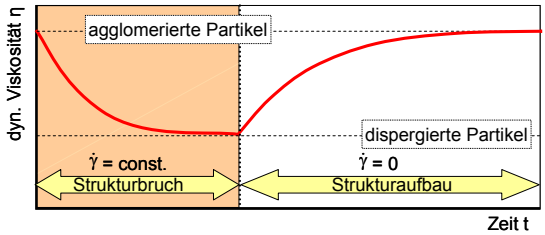


Abb. 5: Thixotropes Materialverhalten: Strukturbruch infolge einer konstanten Scherbelastung und Strukturaufbau im Ruhezustand

Dieser belastungs- und zeitabhängige Abfall der rheologischen Eigenschaften wird bei Baustoffsuspensionen i. d. R. auf einen Strukturbruch in der Probe zurückgeführt und ist im Ruhezustand teilweise bzw. vollständig reversibel. Die Ursachen hierfür liegen nach Wallevik [6] in Koagulations- bzw. Dispergierungsvorgängen begründet (siehe Abbildung 5).

Im Gegensatz zur Annahme der klassischen Suspensionstheorie besteht der Feststoffanteil von Baustoffsuspensionen neben einzelnen Partikeln auch aus Partikelagglomeraten. Aufgrund von Packungsproblemen ist das Volumen der Agglomerate größer als das der zu einem Agglomerat verbundenen Ausgangspartikel. Weiterhin weist die Verbindung zwischen diesen Partikeln eine bestimmte Steifigkeit und Festigkeit auf. Wird diese infolge einer Scherung überschritten, kommt es zum Aufbruch der Agglomerate und somit zu einer Abnahme des Feststoffgehaltes ϕ in der Suspension. Wie Gleichung 3 zu entnehmen ist, ist damit auch ein Rückgang der dynamischen Viskosität η verbunden.

Den dispergierenden Prozessen gegenüber stehen strukturaufbauende Vorgänge. Diese haben einen Anstieg der dynamischen Viskosität η der Suspension im Ruhezustand zur Folge und beeinflussen maßgeblich die Sedimentationsstabilität der Betone. Am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Karlsruhe (TH) wurden daher Mischungen entwickelt, die über einen besonders schnellen Strukturaufbau verfügen und somit die Mischung schnell gegen Entmischen stabilisieren. Die Ursachen für diesen Vorgang sind bislang noch nicht hinreichend bekannt und werden derzeit im Rahmen eines Forschungsprojekts untersucht.

Das Verformungsverhalten von frischen Baustoffsuspensionen kann mit Hilfe moderner Rheometer gemessen werden und dient als Ausgangsbasis für eine gezielte Betonoptimierung. Als besonders vorteilhaft hat sich hierbei eine schrittweise Betonentwicklung in den Stufen Mehlkornleim, Mörtel und abschließend Beton erwiesen, wie sie auch die in Abbildung 1 dargestellte Problemstellung nahe legt.

Die experimentelle Bestimmung rheologischer Kenngrößen von Baustoffsuspensionen ist mit einer Vielzahl von Schwierigkeiten behaftet, die insbesondere auf die große Spannweite an Partikelgrößen der festen Phase der Suspensionen zurückzuführen sind. Hinzu kommt die hohe Komplexität der in diesen Suspensionen ablaufenden chemischen bzw. physikalischen Vorgänge. Eine zielsichere Messung rheologischer Kenngrößen von Baustoffen war daher lange Zeit nicht möglich.

Wesentlich für die Messpräzision rheologischer Untersuchungen an Baustoffsuspensionen ist, dass lokale Entmischungen in der Suspension durch den Messaufbau zwingend verhindert werden. Andernfalls kommt es im Bereich von hohen Schubspannungs- bzw. Geschwindigkeitsgradienten zu Wasser- und Feinstpartikelanreicherungen, die das Messergebnis stark verfälschen. Dies ist vor allem im Bereich der Messsensoren bzw. der Wandungen der Probenbehälter besonders stark ausgeprägt. Bei grobdispersen Systemen kann es im Gegenzug zu einem Blockieren einzelner Partikel kommen, wodurch die Messung unbrauchbar wird (siehe Abbildung 6).

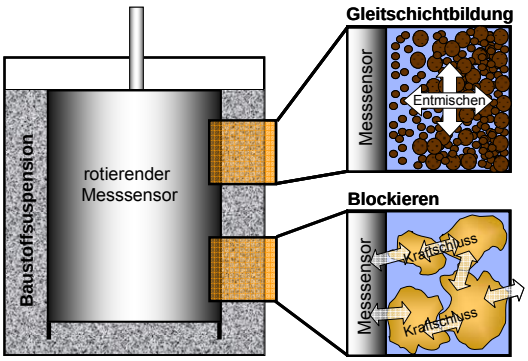


Abb. 6: Koaxiales Zylindermesssystem zur Ermittlung der rheologischen Eigenschaften von Baustoffsuspensionen und damit verbundene mögliche Messfehler

Klassische Messsysteme, wie sie auch der Normengeber z. B. für die Bestimmung der dynamischen Viskosität vorschreibt, sind somit für Baustoffsuspensionen nicht einsetzbar. Daher wurde am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie ein Messsystem entwickelt, das die gesamte Bandbreite möglicher rheologischer Messungen an Mehlkornleimen und Mörteln mit einer Partikelgröße von bis zu 2 mm gestattet [7].

3 Mischungsentwicklung von SVB

Die Mischungsentwicklung von SVB unterscheidet sich wesentlich von der für Rüttelbeton bekannten Vorgehensweise. Die bislang verfügbaren Konzepte sind ausschließlich auf die Einstellung optimaler Frischbetoneigenschaften ausgerichtet, vernachlässigen aber vollständig die Festigkeit des projektierten Betons als Entwurfsparameter. Dies hat zur Folge, dass die bislang in Deutschland gängigen SVB-Mischungen i. d. R. Festigkeiten aufweisen, die denen eines hochfesten Betons entsprechen (siehe auch Kapitel 6).

3.1 Zielsetzung

Die Zielsetzung bei der Herstellung von SVB wurde bereits in Kapitel 1 erläutert. Diese Anforderungen lassen sich nun mit Hilfe der in Kapitel 2 vorgestellten Erkenntnisse in rheologische Kenngrößen übertragen (siehe Abbildung 7). Zur Vereinfachung wird nachfolgend die Nomenklatur des Bingham-Modells verwendet.

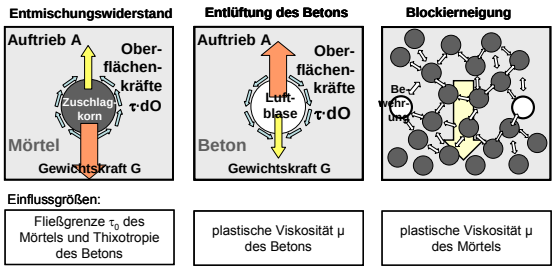


Abb. 7: Zielsetzung und relevante Parameter bei der Mischungsentwicklung von SVB

Im Zentrum der Entwicklung steht eine zielsichere Betonentlüftung. Geht man davon aus, dass diese primär während des Fließvorgangs, d. h. während der Betonage bei hohen Schergeschwindigkeiten $\dot{\gamma}$ erfolgt, so ist das Entlüftungsverhalten im Wesentlichen eine Funktion der plastischen Viskosität μ_{Beton} des Betons und wird mit abnehmendem Wert verbessert. Gleichzeitig muss der im Beton enthaltene Mörtel jedoch eine ausreichende Zähigkeit aufweisen, um ein Blockieren der groben Gesteinskörnung in engen Bewehrungszwischenräumen auszuschließen. Da auch dieser Vorgang primär bei erhöhten Schergeschwindigkeiten abläuft, sollte daher die plastische Viskosität $\mu_{Mörtel}$ der Trägerflüssigkeit Mörtel ausreichend groß gewählt werden. Schließlich muss auch im Ruhezustand Entmischungserscheinungen entgegengewirkt werden. Die Fließgrenze τ_0 des Mörtels sollte daher ausreichend groß eingestellt werden, um ein Gleichgewicht zwischen der Gewichtskraft, der Auftriebskraft und viskoelastischen Kräften, die am Korn angreifen, sicherzustellen. Vorteilhaft wirkt sich des Weiteren ein schneller Strukturaufbau in der Suspension im Ruhezustand aus.

Die Kernziele, die beim Mischungsentwurf von SVB erfüllt werden müssen, lassen sich daher wie folgt zusammenfassen:

- geringe plastische Viskosität μ_{Beton} des Betons
- hohe plastische Viskosität $\mu_{Mörtel}$ des Mörtels
- ausreichend hohe Fließgrenze $\tau_{0,Mörtel}$ des Mörtels
- schneller Strukturaufbau in der Mörtelmatrix

Bei den aufgeführten Zielen handelt es sich zum Teil um widersprüchliche Anforderungen. So ist beispielsweise die Herstellung eines Betons mit geringer plastischer Viskosität bei gleichzeitig hoher Mörtelviskosität nur bedingt möglich. Damit stellt die Mischungsentwicklung von SVB ein Optimierungsproblem dar.

3.2 Methoden

Die in Abschnitt 3.1 festgelegten Ziele sind mit den Methoden der klassischen Betontechnologie nur bedingt zu realisieren. Abhilfe schaffen hier moderne Betonzusatzmittel, mit denen die rheologischen Eigenschaften des frischen Betons zum Teil gezielt gesteuert werden können.

Eine Reduktion der plastischen Viskosität μ_{Beton} des frischen Betons wird i. d. R. durch eine Erhöhung des Mehlkornleimgehalts bei gleichzeitiger Zugabe von Fließmittel sichergestellt. Der Gehalt an Fließmittel darf nicht zu hoch gewählt werden, da dadurch sowohl die plastische Viskosität $\mu_{Mörtel}$ als auch die Fließgrenze $\tau_{0,Mörtel}$ des Mörtels reduziert werden. Vor diesem Hintergrund sollte auch der Feststoffanteil im Mehlkornleim und Mörtel möglichst hoch gewählt werden, um ausreichend hohe Kennwerte auch nach Fließmittelzugabe zu garantieren. Dies geschieht durch Begrenzung der Zugabewassermenge auf das durch den Wasseranspruch der Ausgangsstoffe vorgegebene Minimum (siehe auch Kapitel 4.

3.3 Bestehende Konzepte

Alle bislang verfügbaren Mischungsentwicklungskonzepte sind empirische Ansätze, die die in Kapitel 2 erläuterten Mechanismen nur teilweise oder gar nicht berücksichtigen. Im Wesentlichen kann zwischen zwei Verfahren unterschieden werden.

SVB auf Mehlkornbasis

Bei diesem Mischungsentwurfskonzept wird Beton als eine Mischung aus Mehlkornleim mit darin suspendierten Gesteinskörnern idealisiert. Dem klassischen Ansatz der Betontechnologie folgend, bewirkt eine Erhöhung des Mehlkornleimgehalts und die damit verbundene Reduktion des Feststoffgehalts (Feststoff = Gesteinskörnung) eine Zunahme der Konsistenz und entsprechend Gleichung 3 einen Rückgang der dynamischen Viskosität η.

Ergebnissen von Okamura zufolge (siehe [10]) ist eine Erhöhung des Mehlkornleimgehalts allein jedoch nicht ausreichend, um selbstverdichtende Eigenschaften sicherzustellen. Insbesondere die mit diesem Ansatz verbundene Zunahme der Entmischungs- und Blockierneigung sowie die abnehmende Wirtschaftlichkeit lassen nur eine begrenzte Steigerung des Leimgehalts im Beton zu. Diesen Nachteilen kann durch eine gezielte Anpassung der Art, der Eigenschaften und des Gehalts der einzelnen trockenen Ausgangsstoffe auf die jeweilige Trägerfüssigkeit der herzustellenden Suspensionen begegnet werden. Okamura et al. [10] schlagen die nachstehend aufgeführte Vorgehensweise vor:

1. Abschätzung des Luftgehalts im Beton
2. Festlegung des Volumenanteils an grober Gesteinskörnung (Partikel-Ø ≥ 4 mm) im Beton: < 50 Vol.-%
3. Festlegung des Volumenanteils an feiner Gesteinskörnung (0,125 mm < Ø < 4 mm) im Mörtel: < 40 Vol.-%
4. Ermittlung des Wasseranspruchs des Mehlkorns β_p (Ø < 0,125 mm) mit Hilfe des Puntke-Versuchs oder des Okamura-Versuchs (siehe [8]) und Festlegung des volumetrischen Wasser/Puder-Verhältnisses V_w/V_p
5. Experimentelle Optimierung der Mörteleigenschaften
6. Experimentelle Optimierung der Betoneigenschaften

Dieses Konzept basiert auf einem dreistufigen Ansatz, bestehend aus den Phasen Mehlkornleim, Mörtel und Beton. Diese Phasen werden zunächst einzeln optimiert und anschließend durch schrittweise Zugabe gröberer Ausgangsstoffe in die nächst gröbere Phase überführt. Ausgangsbasis dieser Entwicklung ist der Mehlkornleim. Durch experimentelle Bestimmung des Wasseranspruchs einer bestimmten Mehlkornzusammensetzung z. B. mittels des Puntke-Versuchs kann der notwendige V_w/V_p-Wert im Beton festgelegt werden. Mit Hilfe des erforderlichen Leimgehalts im Beton sowie dem Verhältnis Füller/Zement lassen sich die Einwaagemengen des Mehlkorns und Wassers berechnen. Anschließend erfolgt die Zugabe von Sand, wobei im Rahmen einer Optimierung der Sandgehalt variiert wird. Der so hergestellte Mörtel wird abschließend durch Zugabe von grober Gesteinskörnung in Beton überführt, wobei auch hier der Gehalt an grober Gesteinskörnung im Hinblick auf die Frischbetoneigenschaften optimiert wird. Die Vorgehensweise ist in Abbildung 8 graphisch dargestellt.

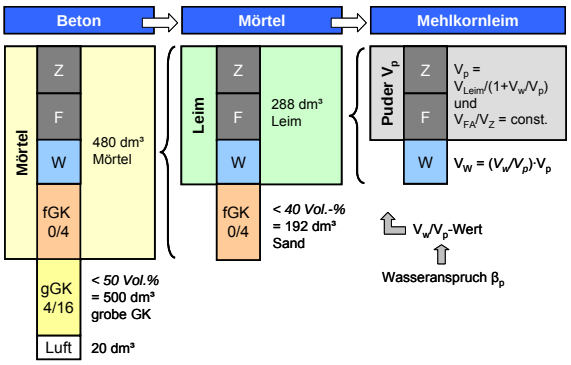


Abb. 8: Mischungsentwurfskonzept von Okamura zur Herstellung von SVB (Angaben zu den einzelnen Volumenanteilen sind Richtwerte und bedürfen der Anpassung; W = Wasser, Z = Zement, F = Füller, fgK = feine Gesteinskörnung, gGK = grobe Gesteinskörnung)

Modifizierter Ansatz für SVB auf Mehlkornbasis

Alternativ zur Vorgehensweise nach Okamura kommt in Deutschland häufig ein vereinfachter Entwicklungsansatz zum Einsatz. Auch hier werden zunächst die rheologischen Eigenschaften der im Beton enthaltenen Mehlkornleime optimiert. Gleichzeitig wird ein Mehlkornleimgehalt im Beton von ca. 36 bis 42 Vol.-% des Betons vorgegeben. Als Gesteinskörnung wird ein Gemisch, das der Korngrößenverteilung der Regelsieblinie B8 bzw. B16 entspricht, gewählt und dessen Gehalt entsprechend der Vorgehensweise im klassischen Mischungsentwurf errechnet.

SVB auf Stabilisiererbasis

Selbstverdichtende Betone auf Stabilisiererbasis unterscheiden sich von den zuvor genannten Typen im Wesentlichen durch einen erheblich reduzierten Mehlkorngehalt und ähneln in ihrer Zusammensetzung somit stark herkömmlichen Rüttelbetonen. Die hohe Fließfähigkeit der Betone wird auch hier durch Zugabe von Fließmitteln bzw. Verflüssigern sichergestellt. Gleichzeitig besitzen diese Betone i. d. R. einen vergleichsweise hohen Wasserzementwert. Diese Kombination ist jedoch mit einer erheblichen Entmischungsneigung verbunden, der durch die Zugabe von stabilisierenden Betonzusatzmitteln begegnet werden muss.

Bislang existieren für die Mischungsentwicklung derartiger Betone keine einschlägigen Entwurfskonzepte. Nach Ansicht der Autoren sollte auch bei diesen Betonen zunächst die Zusammensetzung des enthaltenen Mehlkornleims mit den bereits erläuterten Verfahren optimiert werden. Dabei ist der Ziel-V_w/V_p-Wert deutlich gegenüber dem eigentlichen Wasseranspruch des Partikelgemisches zu erhöhen. Als Gesteinskörnung kann auch bei diesen Betonen Körnung der Regelsieblinie B16 zum Einsatz kommen. Als Leimgehalt wird ein Anteil von 32 bis 36 Vol.-% empfohlen. Die Frischbetoneigenschaften sind in jedem Fall in Abhängigkeit von der Art und Dosierung der verwendeten Betonzusatzmittel zu optimieren.

4 Ausgangsstoffe und Zusammensetzung

4.1 Ausgangsstoffe

Für die Herstellung von selbstverdichtendem Beton können grundsätzlich alle gängigen Betonausgangsstoffe eingesetzt werden, insbesondere wenn sie den nachfolgend aufgeführten Bedingungen genügen.

Zemente und Zusatzstoffe

Die Auswahl der Zementart und der zugehörigen Festigkeitsklasse unterliegt denselben Anforderungen wie bei herkömmlichem Rüttelbeton und erfolgt im Hinblick auf die notwendigen (Früh-) Festigkeiten, die Hydratationswärmeentwicklung oder im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit des Betons. Von Vorteil für die Herstellung von selbstverdichtendem Beton haben sich Zemente mit einer hohen Mahlfeinheit bei gleichzeitig relativ geringem Wasseranspruch erwiesen. Ebenfalls günstig erweist sich die Verwendung von Kalksteinmehl als Zumahlstoff (Portlandkalksteinzement). Diesem wird i. d. R. eine Verbesserung des Entmischungswiderstands der Betone zugerechnet.

Die obigen Ausführungen gelten sinngemäß auch für Betonzusatzstoffe. Hervorzuheben ist in diesem Zusammenhang die Stellung der Steinkohlenflugasche, die bei sachgemäßer Verwendung zu einer deutlichen Verbesserung der rheologischen Eigenschaften der selbstverdichtenden Betone führen kann. Auch hier sollten Flugaschen eingesetzt werden, die eine hohe Feinheit in Kombination mit einem geringen Wasseranspruch aufweisen. Diese Eigenschaft ist sowohl am reinen Produkt als auch in Kombination mit dem verwendeten Zement bei unterschiedlichen Dosierungen zu prüfen. Die DAfStb-Richtlinie „Selbstverdichtender-Beton“ [8] nennt zwei Verfahren zur Prüfung des Wasseranspruchs dieser Partikelgemische. Als besonders vorteilhaft hat sich hierbei das so genannte Puntke-Verfahren erwiesen (siehe [9]).

Nach Puntke ist der Wasseranspruch eines Partikelgemisches gerade dann erreicht, wenn alle Haufwerksporen der dichtest gelagerten Partikelpackung gerade gefüllt sind. Das Verfahren liefert somit eine direkte Aussage über die Packungsdichte eines Partikelgemischs. Diese steht wiederum in Abhängigkeit zum Mischungsverhältnis Zement-Zusatzstoff und muss daher im Rahmen der Mischungsentwicklung geprüft werden.

Betonzusatzmittel

Für die Herstellung von selbstverdichtendem Beton hat sich die Verwendung moderner Fließmittel als zwingend erwiesen. Die Auswahl des verwendeten Fließmittels muss dabei im Hinblick auf die verwendete Zementart bzw. auf das Gemisch aus Zement und Zusatzstoff erfolgen. Im Vordergrund der Optimierung steht das rheologische Verhalten der so hergestellten Betone. Neben dem Einfluss auf die rheologischen Kenngrößen wie die Fließgrenze oder die plastische Viskosität muss auch ein ausreichend hoher Widerstand gegen Entmischen und eine lange Verarbeitbarkeit bzw. für Fertigteilanwendungen eine nur geringfügige Verzögerung der Hydratationsprozesse gewährleistet sein. Als maßgebend für die Bewertung der Leistungsfähigkeit moderner Betonzusatzmittel für den Einsatz in SVB wird inzwischen die stabilisierende Wirkung der Produkte angesehen. Damit soll die Robustheit der so hergestellten Betone gegenüber Schwankungen in der Qualität und Quantität der Ausgangsstoffe erhöht werden.

Dieser Ansatz wird auch von Herstellern von stabilisierenden Betonzusatzmitteln verfolgt. Auch diese Zusatzmittel greifen direkt in die rheologischen Eigenschaften der Betone ein und erhöhen i. d. R. gezielt die Fließgrenze der Betone bzw. Mörtel, ohne jedoch die plastische Viskosität der Systeme gravierend zu beeinflussen.

Gesteinskörnung

Die Herstellung von selbstverdichtendem Beton ist sowohl mit leichter, normalschwerer als auch schwerer Gesteinskörnung möglich. Dabei muss beachtet werden, dass sich mit zunehmender Dichte der Gesteinskörnung auch das Dichteverhältnis Gesteinskörnung/Zementleimmatrix und damit die Auftriebsverhältnisse verändern. Idealerweise sollte dieses Verhältnis 1,0 betragen. Ausgehend von einem Wasserzementwert von 0,5 und der daraus folgenden Mehlkornleimdichte von ca. 1,8 g/cm³ ergibt sich somit eine ideale Rohdichte der Gesteinskörnung von ebenfalls ca. 1,8 g/cm³, wie sie häufig auch zur Herstellung von selbstverdichtendem Leichtbeton eingesetzt wird (siehe Kapitel 7). Kommt hingegen normale Gesteinskörnung zum Einsatz, so steigt mit zunehmendem Dichteunterschied die Gefahr von Entmischungserscheinungen stark an.

Für die Herstellung von normalschwerem SVB vom Mehlkorntyp haben sich in Deutschland Gesteinskörnungen der Regelsieblinie B8 bzw. B16 als besonders geeignet erwiesen. Vorteilhaft ist weiterhin eine möglichst stetige Partikelgrößenverteilung im unteren Korngrößenbereich. Dies gilt insbesondere für den Partikelgrößenbereich zwischen 0,063 mm und 0,125 bzw. 0,25 mm. In der Regel wird dieser Korngrößenbereich weder von den Bindemitteln noch von der Gesteinskörnung abgedeckt und stellt sich somit – unter Einbezug aller trockenen Ausgangsstoffe – als eine Art Ausfallkörnung in der Gesamtsieblinie des Beton dar.

Als Größtkorn für die Herstellung von SVB hat sich in Deutschlang eine Korngröße von 16 mm durchgesetzt, jedoch sind auch Betone mit 32er Körnung problemlos als SVB realisierbar.

4.2 Zusammensetzung

Tabelle 1 zeigt die Zusammensetzung von zwei verschiedenen SVB-Rezepturen, die entsprechend den in Abschnitt 4.1 vorgestellten Konzepten entwickelt wurden.

Tab. 1: Beispiele für die Zusammensetzung verschiedener SVB-Rezepturen

Ausgangsstoff/ Kennwert		SVB 1	SVB 2
Zement	[kg/m³]	320	300
Flugasche	[kg/m³]	210	80
Wasser	[kg/m³]	180	190
Fließmittel (PCE)	[kg/m³]	3,8	1,9
Stabilisierer	[kg/m³]	-	3,0
Gesteinskörnung (Sieblinie)	[kg/m³]	1610 (0/16 B)	1750 (0/16 A/B)
$w/z_{äqu.}$	[-]	0,50	0,57
Leimgehalt	[Vol.-%]	39	33
Setzfließmaß mit Blockierring	[cm]	78	64
Setzfließzeit	[s]	7,0	1,0
Festigkeitsklasse	[-]	≥ C55/67	≥ C20/25

Bei der Rezeptur SVB 1 handelt es sich um eine klassische Rezeptur nach dem Mehlkornleimansatz, basierend auf der Methode nach Okamura. Die Zusammensetzung ist durch einen hohen Mehlkornanteil von 550 kg/m³ (unter Berücksichtigung der Feinstanteile des Sandes) geprägt und weist einen äquivalenten Wasserzementwert von 0,50 auf. Die vergleichsweise große Menge an Flugasche wird dabei nur mit 33 % bezogen auf die Zementmenge berücksichtigt und mit dem Faktor 0,4 auf den Wasserzementwert angerechnet. Der V_w/V_p-Wert der Mischung beträgt 0,86. Der hohe Mehlkorngehalt in Verbindung mit einem hohen Fließmittelgehalt und vergleichsweise geringem V_w/V_p-Wert verleiht der Mischung ein hohes Fließvermögen (geringe Fließgrenze) bei gleichzeitig hoher plastischer Viskosität (langsamer Fließvorgang). Die Festigkeit des Betons gestattet i. d. R. eine Kategorisierung als hochfester Beton.

Mischung SVB 2 stellt eine Rezeptur vom Typ des Stabilisierer-Ansatzes dar und zeichnet sich durch einen vergleichsweise geringen Mehlkornleimgehalt von ca. 33 Vol.-% aus. Diese Menge ist jedoch in Kombination mit einer angepassten Dosierung an Fließmittel ausreichend, um die für SVB übliche Konsistenz zu erzielen. Eine derartig hohe Konsistenz ist insbesondere erst durch die Erhöhung des Wasserzementwertes und die Zugabe von Stabilisierer möglich. Hierbei sollten nur stabilisierende Zusatzmittel eingesetzt werden, die gezielt die Fließgrenze, nicht jedoch die plastische Viskosität der Mörtelmatrix bzw. des Betons beeinflussen. Somit wird Entmischungserscheinungen entgegengewirkt. Neben einer großen Robustheit gegenüber Schwankungen im Anmachwassergehalt bzw. Veränderungen in den Eigenschaften der Ausgangsstoffe ist es mit diesem Ansatz möglich, selbstverdichtende Betone mit vergleichsweise geringen Festigkeiten herzustellen.

5 Herstellung und Verarbeitung

Die Herstellung und Verarbeitung von SVB erfordern neben modernen und technisch einwandfreien Anlagen vor allem eine umfassende Schulung des mit SVB betrauten Personals. Dies umfasst den kompletten Herstellungsprozess eines Bauwerks, beginnend bei den Ausgangsstoffen des Betons, der Betonherstellung, dem Betontransport, der Annahmekontrolle auf der Baustelle, der Förderung und des Einbaus sowie der Nachbehandlung.

Grundsätzlich gelten für alle genannten Arbeitsabläufe die einschlägigen technischen Regeln. Diese müssen jedoch an verschiedenen Stellen durch zusätzliche Regelungen ergänzt werden. Diese sind in der „SVB-Richtlinie“ des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton [8] festgelegt. Selbstverdichtender Beton kann danach nur als Beton nach Eigenschaften hergestellt werden und ist in die Überwachungsklasse 2 mit erweiterter Frischbetonprüfung einzuordnen.

Besondere Anforderungen an die Betonausgangsstoffe

Von entscheidender Bedeutung für die Gewährleistung einer gleichmäßigen Frischbetonkonsistenz ist ein gleich bleibender Wasseranspruch der mahlfeinen Ausgangsstoffe (Ø < 0,125 mm). Dies gilt insbesondere für die verwendeten Zemente oder Zusatzstoffe. Vor diesem Hintergrund sind vor der Betonherstellung von jeder Zement- und Zusatzstoffliefe-

rung Rückstellproben zu entnehmen und diese auf den Wasseranspruch entsprechend den Regelungen der Richtlinie „SVB“ (siehe [8]) zu prüfen.

Darüber hinaus muss täglich die Kornzusammensetzung der feinen Gesteinskörnung ermittelt werden, da übermäßige Schwankungen hier ebenfalls zu Veränderungen in den Frischbetoneigenschaften führen können.

Die Verwendung von Restwasser ist nach [8] nicht zulässig, da dieses Feinteile und Rückstände von Betonzusatzmitteln enthalten kann, die die Frischbetoneigenschaften beeinträchtigen könnten.

Betonherstellung und Transport

Die Herstellung von selbstverdichtendem Beton ist grundsätzlich mit allen Mischerarten möglich (siehe [11]). Ausgeschlossen werden sollten jedoch Durchlaufmischer, da hier eine gezielte Steuerung der Betoneigenschaften nicht möglich ist. Vor Produktionsbeginn sind alle relevanten Bestandteile der Mischanlage auf ihre Funktionstüchtigkeit hin zu prüfen. Dies gilt insbesondere für automatische Feuchtemesseinrichtungen zur Erfassung der Ausgangsfeuchte der Gesteinskörnung. Von einer Betonherstellung mit Anlagen ohne derartige Sensoren wird dringend abgeraten.

Nach Einwaage und Zugabe der Gesteinskörnung, des Zements und der Zusatzstoffe erfolgt die Wasserzugabe und anschließend die Zugabe von Betonzusatzmitteln. Insbesondere die Komponente Fließmittel sollte dabei erst deutlich nach der Wasserzugabe zugegeben werden. Die reine Mischzeit (d. h. die Mischzeit nach der Zugabe aller Betonausgangsstoffe) ist stark von der Art des verwendeten Mischers abhängig und muss an die lokalen Bedingungen vor Ort angepasst werden. Grundsätzlich gilt jedoch, dass die Mischzeit gegenüber der Herstellung von Normalbeton verlängert werden muss.

Vor Abgabe des Betons in den Fahrmischer ist sicherzustellen, dass die Mischtrommel zuvor gereinigt wurde und kein Wasser mehr enthält. Während des Transports zur Baustelle sollte die Mischtrommel auf der langsamsten Stufe drehen, um Entmischungen entgegenzuwirken. Eine Wasserzufuhr z. B. durch starken Regen während der Fahrt muss durch Abdecken des Aufgabetrichters verhindert werden. Im Fertigteilwerk ist die Verwendung von Kübelbahnen von Vorteil.

Annahmekontrolle auf der Baustelle

Da auch während des Betontransports Veränderungen in den Frischbetoneigenschaften zu erwarten sind, muss die Konsistenz des Betons an jedem Fahrzeug bestimmt werden. Dazu ist der Setzfließmaßversuch entsprechend der DAfStb-Richtlinie „SVB“ (siehe [8]) durchzuführen und das Ergebnis mit den in der Erstprüfung ermittelten Werten zu vergleichen. Einmal pro Produktionstag ist weiterhin der Trichterauslaufzeitversuch durchzuführen. Gleiches wird für die Durchführung des Sedimentationsversuchs empfohlen.

Bemessung der Schalung

Selbstverdichtender Beton weist aufgrund seiner sehr weichen Konsistenz einen deutlich höheren Schalungsdruck als herkömmlicher Rüttelbeton auf. Umfangreiche Untersuchungen verschiedener Autoren (siehe z. B. [12], [13]) belegen, dass der Schalungsdruck stark von der Steiggeschwindigkeit des Betons abhängig ist und mit zunehmender Geschwindigkeit zunimmt. Billberg [13] konnte einen direkten Zusammenhang zwischen der Fließgrenze des Betons und dem Schalungsdruck nachweisen.

Vor diesem Hintergrund empfiehlt die DAfStb-Richtlinie „SVB“ [8] eine Bemessung der Schalung auf hydrostatischen Druck.

Betonförderung und Einbau

Der Einbau des Betons sollte im Vorfeld der Betonage detailliert geplant werden. Dies beinhaltet neben der Festlegung der Art der Förderung (Pumpen oder Kübelförderung) auch die Planung von Füllstellen und den einzelnen Mengen, die an diesen Stellen einzubauen sind. Grundsätzlich gilt es dabei zu beachten, dass dem Beton in der Schalung die Möglichkeit gegeben werden sollte, entsprechend einer Gerinneströmung ausreichend weit zu fließen. Die Fließstrecke ist dabei in Abhängigkeit von der Betonkonsistenz zu wählen. Dadurch können insbesondere Lufteinschlüsse, die z. B. durch den Fall des Betons in die Schalung während des Einbaus eingetragen werden, an die Oberfläche aufsteigen.

In diesem Zusammenhang sollte auch beachtet werden, dass es aufgrund des Füllvorgangs zu keiner Unterströmung von bereits rückgesteiften Betonschichten kommt. Dies ist z. B. dann der Fall, wenn der frische Beton aus großer Fallhöhe oder mit hoher Geschwindigkeit auf den bereits eingefüllten Beton auftrifft. Zwar kommt es in diesem Bereich zu einer Verwirbelung von älterem und neuem Frischbeton, doch werden dadurch z. T. erhebliche Mengen an Luft eingetragen. Strömt nun der frische Beton unter eine bereits rückgesteifte Betonschicht, so sammeln sich die Luftbläschen im Bereich dieser Schicht. Diesem Problem kann z. B. durch die Verwendung von sich verjüngenden oder unten abgewinkelten Schüttrohren begegnet werden. In diesem Zusammenhang hat sich weiterhin auch die Verwendung von tendenziell viskoseren Betonen (Fließzeiten t_{500} > 5 s) als vorteilhaft erwiesen.

Bei Betonen mit sehr geringen Wasserzement- bzw. Wasser/Puder-Werten gilt es zu beachten, dass derartige Mischung zu einem schnellen Abtrocknen an der Oberfläche neigen. Dies führt zur Bildung einer so genannten Elephantenhaut, durch die der

Verbund zwischen zwei Schüttlagen verschlechtert wird.

Beim Befüllen der Schalung müssen Entmischungserscheinungen zwingend verhindert werden. Werden diese dennoch in der Schalung beobachtet – z. B. im Bereich enger Bewehrungszwischenräume – ist der Beton nochmals eingehend zu prüfen.

Nachbehandlung

Selbstverdichtender Beton entspricht in seinem Nachbehandlungsaufwand dem hochfesten Beton. Im Hinblick auf die i. d. R. hohen Mehlkornleimgehalte sollte eine vorzeitige Trocknung des Betons unterbunden werden, um ein übermäßiges Schwinden zu verhindern. Bei massigen Bauteilen aus SVB ist mit einer erhöhten Hydratationswärmeentwicklung im Vergleich zu Normalbeton zu rechnen. Gegebenenfalls ist daher eine Begrenzung der Frischbetontemperatur bzw. ein Schutz der Bauteile gegen starke Sonneneinstrahlung vorzusehen.

6 Festbetoneigenschaften

Selbstverdichtende Betone unterscheiden sich i. d. R. nur geringfügig in ihren Festbetoneigenschaften von herkömmlichen Rüttelbetonen gleicher Druckfestigkeit. Die dennoch beobachteten Unterschiede können in der Regel auf die Zusammensetzung zurückgeführt werden. Grundsätzlich kann jedoch festgehalten werden, dass der Wegfall der mechanischen Rüttelverdichtung eine Verbesserung der Homogenität bewirkt und dem Werkstoff Beton eine dichtere Struktur verleiht. Eine getrennte Betrachtung der Einflüsse aus Zusammensetzung und Verarbeitung ist jedoch nur bedingt möglich.

Die Festbetoneigenschaften von selbstverdichtendem Beton sind sowohl national als auch international in verschiedenen Studien eingehend untersucht worden. Die Mehrzahl aller Untersuchungen beschränkte sich dabei auf Betone, die dem Mehlkorntyp entsprechen. Auf diese wird daher in den folgenden Ausführungen näher eingegangen. Da Betone vom Stabilisierertyp in ihrer Zusammensetzung weitestgehend herkömmlichen Rüttelbetonen gleicher Festigkeit entsprechen, ist davon auszugehen, dass hier die Unterschiede in den Festbetoneigenschaften – abgesehen von Einflüssen, die aus dem Zusatzmittel resultieren – marginal sind.

6.1 Mechanische Eigenschaften

Selbstverdichtende Betone vom Mehlkorntyp weisen per Definition einen gegenüber Normalbeton erhöhten Mehlkorn- bzw. Mehlkornleimgehalt auf. Aus verbundwerkstofftheoretischen Überlegungen ist daher davon auszugehen, dass diese Betone dementsprechend auch eine geringere Steifigkeit aufweisen. Tendenziell ist dies zutreffend, wie Abbildung 9 zeigt. Dabei muss jedoch beachtet werden, dass die Zementsteinmatrix dieser Betone i. d. R. eine deutlich größere Steifigkeit besitzt als bei herkömmlichem Beton. Dies gleicht den Einfluss des reduzierten Gehalts an Gesteinskörnung z. T. wieder aus.

Neben einer erhöhten Steifigkeit weist die Zementsteinmatrix von selbstverdichtenden Betonen vom Mehlkorntyp i. d. R. auch eine stark erhöhte Festigkeit auf. Dies gilt insbesondere dann, wenn als Füller reaktive Zusatzstoffe wie Flugasche oder Silikastaub verwendet wurden. Diese Stoffe dürfen nach DIN 1045-2 nur bis zu einer bestimmten Menge auf den Wasserzementwert angerechnet werden. Jedoch tragen auch darüber hinaus zugegebene Mengen zur Festigkeitsbildung bei und verringern somit den tatsächlich vorliegenden Wasserzementwert im Beton. Bei den in Deutschland gängigen und bauaufsichtlich zugelassenen selbstverdichtenden Betonen handelt es sich somit um hochfeste Betone.

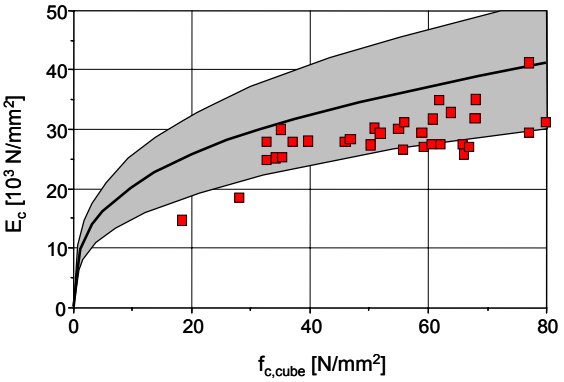


Abb. 9: Statischer E-Modul von SVB im Vergleich zur Vorhersage nach DIN 1045-1 für verschiedene Betonfestigkeiten (mit Streuband nach CEB MC90; nach [14])

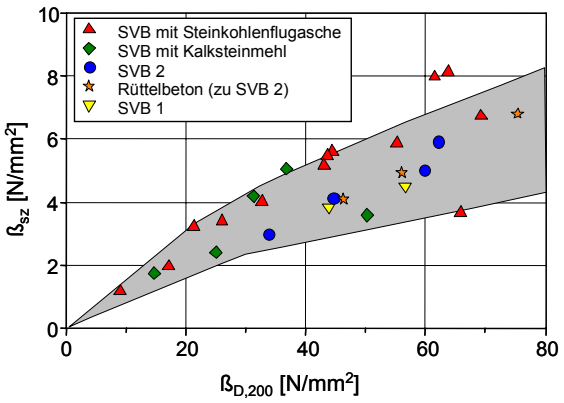


Abb. 10: Spaltzugfestigkeit von SVB in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit der untersuchten Betone und Streuband für Normalbeton nach CEB MC90 (nach [14])

In Bezug auf die Zugfestigkeit von SVB im Vergleich zu herkömmlichem Rüttelbeton gleicher Festigkeit konnten Brameshuber et al. [14] nur geringfügige Unterschiede feststellen. Die Spaltzugfestigkeit der untersuchten Betone lag im oberen Bereich des im CEB Model Code 90 festgelegten Streubereichs (siehe Abbildung 10).

Erhebliche Vorteile besitzt selbstverdichtender Beton gegenüber Normalbeton jedoch im Hinblick auf den Verbund mit der Bewehrung. Nach [14] sind die Unterschiede zwischen guter und schlechter Verbundlage bei gleichzeitig insgesamt sehr hohen Verbundfestigkeiten nur gering.

Ähnlich wie herkömmlicher Rüttelbeton verhält sich SVB im Schubversuch. Wie Untersuchungen von Hegger et al. [15] belegen, konnten im Schubversuch an sowohl unbewehrten als auch bewehrten Balken keine Unterschiede im Schubtragverhalten zwischen Normalbeton und SVB festgestellt werden.

6.2 Hygrisches- und zeitabhängiges Verformungsverhalten

Auch das Schwindverhalten von SVB wird stark durch den hohen Mehlkornleimgehalt bei geringem äquivalenten Wasserzementwert der Betone geprägt. Die infolge des hohen Mehlkornleimgehalts erwartete ausgeprägte Zunahme der Schwindverformungen wird jedoch durch den geringen Wasserzementwert der Betone und durch den Einsatz von z. B. Flugasche kompensiert. Die Sichtung der in der Literatur dokumentierten Ergebnisse zeigt, dass SVB in der Regel 20 % größere Schwindverformungen aufweist als vergleichbare normkonforme Betone [16]. Die Datenbasis für eine umfassend Beurteilung des Schwindverhaltens von SVB ist leider noch zu gering um eine sichere Beurteilung allein aufgrund der Betonzusammensetzung zu ermöglichen. Angesicht der erheblichen Streubreite bei Schwindverformungen – Variationskoeffizient nach DIN 1045-1 von 30 % – kann das Schwindverhalten von SVB laut DAfStb-Richtlinie „SVB“ dennoch entsprechend den einschlägigen Regelwerken bemessen werden. Grundsätzlich gilt hier jedoch, dass für die Bemessung von besonders verformungsempfindlichen Bauteilen eine experimentelle Ermittlung des Schwindverhaltens des vorgesehenen Betons dringend empfohlen wird. Gleiches gilt auch für die Beurteilung des Betonkriechens.

Tendenziell sind auch hinsichtlich des Kriechverhaltens von SVB größere Verformungen im Vergleich zu herkömmlichen Rüttelbeton gleicher Festigkeit zu erwarten. Dieser Trend lässt sich jedoch aufgrund der auch hier sehr dünnen Datenbasis nicht statistisch abgesichert belegen. Im Zweifelsfall ist somit ebenfalls das Kriechverhalten von SVB experimentell zu ermitteln.

An dieser Stelle sei angemerkt, dass für eine korrekte Abschätzung von Schwind- und Kriechendwerten eine Belastungs- bzw. Trocknungsdauer von mindestens 120 Tagen erforderlich ist, wenn der Probekörperdurchmesser ≤ 150 mm beträgt. Die Extrapolation der Versuchsdaten kann z. B. mittels des Ross-Ansatzes erfolgen [16].

6.3 Dauerhaftigkeit

Zielsetzung bei der Entwicklung selbstverdichtender Betone durch Okamura et al. (siehe Kapitel 1) war unter anderem die Verbesserung der Dauerhaftigkeit des Werkstoffs Beton. Neuere Untersuchungen zeigen jedoch, dass bei einem vergleichbaren Verdichtungsgrad nur geringe Unterschiede in der Dauerhaftigkeit zu verzeichnen sind [17]. Maßgebend für die Dauerhaftigkeit des Baustoffs Beton bleibt dessen Zusammensetzung, wohingegen die Frischbetoneigenschaften nur eine untergeordnete Rolle spielen [18]. Der Wegfall der Rüttelverdichtung äußert sich jedoch in einer Verbesserung der Mikrostruktur, insbesondere im Bereich der Kontaktzonen Zementstein-Gesteinskörnung bzw. Zementstein-Bewehrung.

Carbonatisierung

SVB vom Mehlkorntyp besitzt bei sachgemäßer Herstellung i. d. R. eine dichtere Struktur als herkömmlicher Rüttelbeton gleicher Festigkeit. Damit verbunden ist nach Untersuchungen von De Schutter et al. [19] ein Rückgang der Gaspermeabilität bei annähernd gleichem Kapillarporenvolumen und somit ein erhöhter Carbonatisierungswiderstand [18], [19]. Dies bestätigen auch eigene Untersuchungen der Autoren. Gleichzeitig finden sich in der Literatur Angaben, die SVB einen ähnlichen Carbonatisierungswiderstand wie Normalbeton bescheinigen [17]. Vor diesem Hintergrund sollte das Carbonatisierungsverhalten im Zweifelsfall geprüft werden. Inwieweit diese Ausführungen für SVB auf Stabilisiererbasis gelten ist bislang ungeklärt.

Frost- und Frost-Tausalzwiderstand

Auch in Bezug auf den Frostwiderstand von SVB kann a priori keine einheitliche Bewertung abgegeben werden. Untersuchungen von Ludwig [18] zeigen, dass der Frost- bzw. Frost-Tausalz-Widerstand stark von der Zusammensetzung der Betone und von der Art der verwendeten Ausgangsstoffe abhängt. So wiesen insbesondere Betone, die unter Verwendung von reaktiven Zusatzstoffen wie Flugasche oder Hüttensand hergestellt wurden, einen vergleichsweise hohen Frostwiderstand auf. Dies galt jedoch nicht für die Betone mit Kalksteinmehl als Füller. Ludwig führt dies auf Unterschiede in der Mikrostruktur der einzelnen Betone sowie auf chemische bzw. physikalische Prozesse im Beton zurück. In Bezug auf den Chloridtransport konnten Audenaert et al. [20]

keine signifikanten Unterschiede zwischen Normalbeton und SVB gleicher Festigkeit feststellen. Brunner [21] weist auf einen erheblichen Einfluss der Nachbehandlungsart auf den Frostwiderstand von SVB hin.

Deutlich verbessert werden kann der Frostwiderstand von SVB durch Verwendung von Luftporenbildnern [18], [21]. Hierbei muss gewährleistet sein, dass sowohl LP-Bildner als auch das verwendete Fließmittel kompatibel sind. Aufgrund der entschäumenden Wirkung des Fließmittels wäre es sonst nicht zielsicher möglich, ein definiertes LP-System im Beton zu erzeugen.

Darüber hinaus ist das im Beton durch Verwendung von LP-Bildnern erzeugte Luftporenvolumen stark vom anliegenden Frischbetondruck abhängig. Nach Untersuchungen von Jensen et al. [22] ist ein starker Rückgang des Porenvolumens mit zunehmendem Frischbetondruck entsprechend dem Boyle-Mariotte'schen Gesetz festzustellen. Eine Veränderung in den Abstandsfaktoren konnte hingegen nicht nachgewiesen werden.

7 Selbstverdichtender Leichtbeton

Einer der wesentlichsten Vorteile von selbstverdichtendem Leichtbeton (SVLB) gegenüber normalschwerem selbstverdichtendem Beton ist sicherlich sein geringes spezifisches Gewicht bei gleichzeitig hoher Druckfestigkeit. Insbesondere im Fertigteilbereich können dadurch schlankere Bauteile hergestellt und somit die Kosten bei Transport und Einbau dieser Bauteile erheblich reduziert werden. Beim Bauen im Bestand bietet der Einsatz von SVLB die Möglichkeit, eine Sanierung ohne erhebliche Zunahme der Eigengewichtslasten durchzuführen. Dabei stellen die guten Fließeigenschaften und die Selbstverdichtbarkeit von SVLB einen weiteren Vorteil dar. Nicht zuletzt sein gutes Wärmedämmvermögen macht SVLB interessant für vielfältige Anwendungen (siehe [23]).

Zusammensetzung und Frischbetoneigenschaften

Die Zusammensetzung selbstverdichtender Leichtbetone ähnelt stark der von normalschwerem SVB (siehe Tabelle 1) und ist durch einen gegenüber herkömmlichem Leichtbeton um ca. 100 dm³/m³ erhöhten Mehlkorngehalt geprägt. Die Mischungsrezeptur einiger ausgewählter SVLB sowie herkömmlicher SVB bzw. Leichtbetone ist in Abbildung 11 dargestellt.

Selbstverdichtender Leichtbeton weicht sowohl bezüglich seiner Zusammensetzung als auch seiner Frischbetoneigenschaften von den Angaben bzw. Festlegungen nach DIN 1045-2 bzw. DIN EN 206-1 ab. Um die Verwendung von SVLB in der Baupraxis zu ermöglichen, war daher eine bauaufsichtliche Zulassung des Betons durch das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt) in Berlin zu erwirken. Geprüft wurden zwei Betone der Dichteklasse D1,4 und der Festigkeitsklasse LC30/33 mit Blähtonsand- bzw. Kesselsandmatrix (LiSA 1,4 bzw. LiSA 1,3) sowie ein Beton der Dichteklasse D1,6 und der Festigkeitsklasse LC35/38 mit Natursandmatrix (LiSA 1,6).

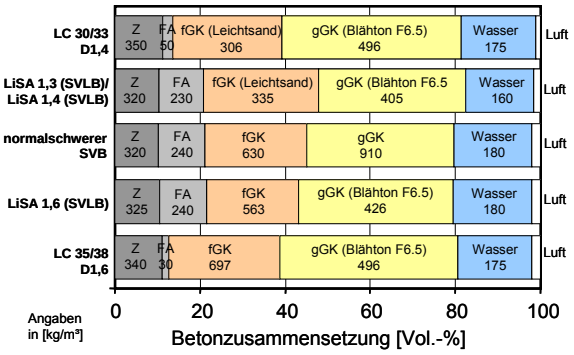


Abb. 11: Zusammensetzung der untersuchten SVLB sowie von herkömmlichem Leichtbeton LC30/33 und LC35/38 und normalschwerem SVB zum Vergleich (Abk.: Z = Zement [kg/m³], FA = Flugasche [kg/m³], fGK = feine Gesteinskörnung 0/2 bzw. 0/4 [kg/m³], gGK = grobe Gesteinskörnung 2/10 [kg/m³])

Im Rahmen der umfangreichen Untersuchungen an Frischbeton konnte gezeigt werden, dass alle Betone bis zu einem Betonalter von zwei Stunden uneingeschränkt gute selbstverdichtende Eigenschaften aufweisen. Das auf das Absorptionsverhalten zurückzuführende Puffervermögen der leichten Gesteinskörnung gegenüber Schwankungen im Wasserhaushalt des Frischbetons verleiht den Betonen eine hohe Robustheit in Bezug auf die Entmischungsstabilität [24]. Umfangreiche Laboruntersuchungen sowie mehrere großtechnische Betonagen belegen, dass die Betone problemlos per Pumpförderung eingebaut werden können. Die so hergestellten Musterbauteile sind von Sichtbetonqualität [25].

Festbetoneigenschaften

Selbstverdichtender Leichtbeton entspricht in seinen Festbetoneigenschaften herkömmlichem Leichtbeton gleicher Druckfestigkeit. Die Bemessung von Bauteilen aus SVLB kann somit problemlos nach DIN 1045-1 erfolgen. Dies gilt ebenfalls für die Abschätzung des Schwind- und Kriechverhaltens, für welches DIN 1045-1 – wie Versuchsergebnisse belegen – eher zu große Verformungswerte angibt. Tabelle 2 gibt eine Übersicht über alle bemessungsrelevanten Kennwerte.

Die technischen Voraussetzungen für die Herstellung von SVLB sind in nahezu jedem modernen Betonwerk gegeben. Vor der Herstellung und Verwendung der Betone ist lediglich die Durchführung

einer Erstprüfung erforderlich. Die Qualitätssicherung ist im WPK-Handbuch zu den Betonen geregelt.

Tab. 2: Bemessungsrelevante Eigenschaften der zugelassenen selbstverdichtenden Leichtbetone

Kennwert	Selbstverdichtender Leichtbeton		
	LiSA 1,3 (SVLB)	LiSA 1,4 (SVLB)	LiSA 1,6 (SVLB)
Druckfestigkeit	min. LC30/33		min. LC35/38
Rohdichte	D1,4		D1,6
Schwinden und Kriechen	nach DIN 1045-1 für Leichtbeton		
zulässige Expositionsklassen	X0, XC1-XC4, XD1, XD2, XS1, XS2, XF1, XA1		
Wärmeleitfähigkeit [W/(m·K)]	< 0,60*)		< 0,80*)
Festigkeits-entwicklung	langsam		
Frischbeton-rohdichte [kg/dm³]	1550		1800
Schalungsdruck	hydrostatisch**)		

*) nach Zulassung Z-23.11-1244

**) bis weitere Nachweise vorliegen

8 Normative Grundlagen

Die Herstellung und Verwendung von SVB ist seit Einführung der DAfStb-Richtlinie „SVB“ bauaufsichtlich geregelt. Neben einigen grundsätzlichen Festlegungen hinsichtlich der Betonzusammensetzung regelt die Richtlinie im Wesentlichen die Qualitätssicherung der Betone. Analog zur Vorgehensweise in DIN 1045-2 bzw. EN 206-1 ist SVB im Anschluss an die Entwicklung einer Erstprüfung zu unterziehen, in der die Betonzusammensetzung mit Zielwert und Spannweite festgelegt werden. Gleiches gilt für die Eigenschaften der Betonausgangsstoffe sowie die Frisch- und Festbetoneigenschaften. Der Schwerpunkt der Untersuchungen und Überprüfungen liegt auf den Frischbetoneigenschaften und ist auf die Sicherstellung guter selbstverdichtender Eigenschaften (siehe Kapitel 1) ausgerichtet.

Betonhersteller, die bereits vor Einführung der Richtlinie „SVB“ auf Grundlage einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung selbstverdichtende Betone produzierten, können dies bis zum Auslauf ihrer Zulassung auch weiterhin tun. Da eine Verlängerung dieser bauaufsichtlichen Zulassung im Regelfall jedoch nicht möglich ist, ist eine erneute Erstprüfung des Betons entsprechend der Richtlinie durchzuführen und das WPK-Handbuch auf die Regelungen der Richtlinie abzustimmen.

9 Literatur

[1] Reinhardt, H.-W.: Beton. Betonkalender 2005, Ernst & Sohn Verlag, 2005, S. 3 - 141

[2] Ramachandran, V. S.: Concrete Admixtures Handbook. Noyes Publications, USA, 1995

[3] Chidiac, S. E., Maadani, O., Razaqpur, A. G., Mailvaganam, N. P.: Correlation of Rheological Properties to Durability and Strength of Hardened Concrete. Journal of Materials in Civil Engineering, July/Aug, 2003, S. 391 - 399

[4] Fuller, W. B., Thompson, S. E.: The Laws of Proportioning Concrete. American Society of Civil Engineers, Transactions, Paper No. 1053, April 1907, S. 67-172

[5] Barnes, H. A., Hutton, J. F., Walters, K.: An Introduction to Rheology. Elsevier Science Publishers B., 1989

[6] Wallevik, J. E.: Rheology of Particle Suspensions: Fresh Concrete, Mortar and Cement Paste with Various Types of Lignosulfonates. Dissertation, Norwegian University of Science and Technology, Trondheim, Norwegen, 2003

[7] Haist, M., Rich, J., Müller, H. S.: Patentiertes System zur Messung der rheologischen Eigenschaften von frischen Baustoffen. Materialprüfung (in Vorbereitung)

[8] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Richtlinie Selbstverdichtender Beton. Beuth Verlag, Berlin, 2003

[9] Puntke, W.: Wasseranspruch von feinen Kornhaufwerken. Beton, 5, 2002, S. 242-248

[10] Okamura, H.: Self-Compacting High-Performance Concrete. Concrete International, 7,1997, S. 50-53

[11] Beitzel, H.: Herstellung und Verarbeitung von Beton. Betonkalender 2003, Ernst & Sohn, Berlin, S. 73-125

[12] Khayat, K. H., Assaad, J.: Use of Rheological Properties of SCC to Predict Formwork Pressure. In: Proceedings of the 4th International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete, Shah, S. (Hrsg.), Chicago, USA, 2005, S. 671-678

[13] Billberg, P.: Development of SCC Static Yield Stress at Rest and Its Effect on the Lateral Form Pressure. In: Proceedings of the 4th International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete, Shah, S. (Hrsg.), Chicago, USA, 2005, S. 583-590

[14] Brameshuber, W., Uebachs, St., Eck, T.: Betontechnologische Grundlagen des Selbstverdichtenden Betons. In: Selbstverdichtender Beton, König, Holschemacher, Dehn (Hrsg.), Bauwerk Verlag, Berlin, 2001, S. 11-23

[15] Hegger, J., Rauscher, S., Kommer, B., Görtz, St.: Shear Strength of Concrete Beams Made of Self-Consolidating Concrete. In: Proceedings of the 4th International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete, Shah, S. (Hrsg.), Chicago, USA, 2005, S. 495-501

[16] Müller, H. S., Kvitsel, V.: Kriechen und Schwinden von Hochleistungsbetonen. Beton, 1+2, 2006

[17] Assié, St., Escadeillas, G., Waller, V. Marchese, G., Vachon, M.: Self-Compacting and vibrated concrete compared by their physico-chemical durability properties. In: Proceedings of the 4th International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete, Shah, S. (Hrsg.), Chicago, USA, 2005, S. 373-379

[18] Ludwig, H.-M.: Dauerhaftigkeit selbstverdichtender Betone. In: Selbstverdichtender Beton, König, Holschemacher, Dehn (Hrsg.), Bauwerk Verlag, Berlin, 2001, S. 11-23

[19] Boel, V., Audenaert, K., De Schutter, G.: Gas Permeability of Self-Compacting Concrete. In: Proceedings of the 4th International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete, Shah, S. (Hrsg.), Chicago, USA, 2005, S. 341-346

[20] Audenaert, K., Boel, V., De Schutter, G.: Chloride Penetration in Self-Compacting Concrete by Non Steady State Migration Test. In: Proceedings of the 4th International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete, Shah, S. (Hrsg.), Chicago, USA, 2005, S. 367-372

[21] Brunner, M.: Durability of SCC with High Water Content. In: Proceedings of the 4th International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete, Shah, S. (Hrsg.), Chicago, USA, 2005, S. 333-340

[22] Jensen, M. V., Geiker, M., Hasholt, M.: The Effect of Form Pressure on the Air Void Structure of SCC. In: Proceedings of the 4th International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete, Shah, S. (Hrsg.), Chicago, USA, 2005, S. 327-332

[23] Müller, H. S., Haist, M., Mechtcherine, V.: Selbstverdichtender Hochleistungs-Leichtbeton. Beton- und Stahlbetonbau 97, Heft 6, 2002, S. 326-333

[24] Müller, H. S., Haist, M.: Selbstverdichtender Leichtbeton – Erste Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung. Betonwerk- und Fertigteiltechnik, Heft 12, 2004 (in Vorbereitung)

[25] Müller, H. S., Haist, M.: Bauwerksertüchtigung mit selbstverdichtendem pumpbaren Leichtbeton. Abschlussbericht zum Forschungsprojekt im Auftrag des Bundesamts für Bauwesen und Raumordnung. Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH), 2004

From Conventional to High Performance Steel Fibre Concrete

Joost C. Walraven

Zusammenfassung

Der vorliegende Beitrag gibt einen umfassenden Überblick über den Stand der Technik bei der Herstellung und Verwendung von faserbewehrten Hochleistungsbetonen. Zunächst wird auf die materialtechnologischen Grundlagen bei der Herstellung dieser Betone eingegangen, und es werden die wesentlichen, für diese Betone typischen mechanischen Eigenschaften in Abhängigkeit von der Betonzusammensetzung erläutert. Anschließend werden neuere Enwicklungen beim Faserbeton, angefangen beim hochfesten Faserbeton, über selbstverdichtenden Faserbeton bis hin zu ultrahochfestem Faserbeton vorgestellt. Der Beitrag schließt mit mehreren Anwendungsbeispielen ab, bei denen die genannten Faserbetone eingesetzt wurden.

1 Fundamentals of fibre reinforced concrete (FRC)

1.1 Introduction

Plain concrete, subjected to tension, is characterised by a relatively low bearing capacity and a brittle behaviour. Therefore the well-known idea of adding reinforcing bars, taking over the tensile force after cracking of the concrete, was excellent. Not only the bearing capacity of a concrete member is significantly increased, but also the behaviour under loading changes from brittle to ductile. Designing reinforced concrete structures became a building technology which is an indispensable element in our modern society.

Fibre reinforced concrete can be considered as a variant on the principle of reinforcing with rebars, as described before. In this case the reinforcement is not applied as discrete bars, but as a large number of small fibres, randomly distributed in the mixture. Also the fibres have the function to take over the tensile force after cracking of the concrete. However, the way in which they carry the force and reach their ultimate capacity is basically different from that of traditional reinforcement. In the case of conventional reinforcement, the bars are anchored in such a way that the yielding stress in the steel will be reached. The ultimate capacity is reached when the steel breaks. Fibres, however, are designed in such a way that they don't reach the yielding stress of the steel: they have to slip before they reach the yield stress of the steel in order to develop their ultimate efficiency. This is logic, because all fibres bridging a crack have a different anchorage length and a different orientation. That means that the strains in the various fibres at crack opening are very different and it is very well possible that a part of the fibres breaks already, whereas others are still in the range of low tensile stresses. In such a case sequential fracturing would occur, so that no significant tensile resistance can be built up (Fig. 1, left). If, however, the fibres slip in stead of break, their total tensile resistance will be very significant: moreover, substantial ductility is obtained (Fig. 1, right). The anchorage capacity of a fibre should therefore on the one hand be large enough to develop a substantial pull–out capacity, but simultaneously on the other hand be small enough to ensure slipping.

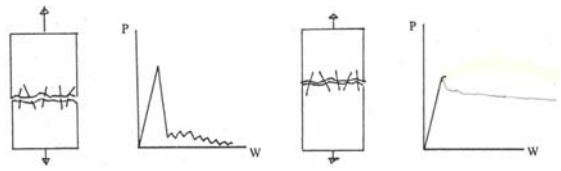


Fig. 1: Load-displacement relation for breaking fibres (axial tension; left) and Load-displacement relation for slipping fibres (axial tension; right).

Regarding the response in axial tension, it is striking that even in the case that the fibres slip a softening response (reduction of resistance after cracking) is observed (Fig. 1, right). In structural design this is an undesired property. This could be denoted as a weakness of fibre reinforced concrete. However,

members subjected to axial tension are seldom in structural engineering. In the case of bending, already a limited amount of fibres is sufficient to generate a hardening behaviour. This will be shown in Section 3.5. Furthermore structures are often subjected to concentrated static or dynamic loads, applied at various places and in various directions. Also in such cases fibre reinforcement can be very effective.

The following consideration might be convincing as well. Suppose that 40 kg of steel fibres with a length of 50 mm and a width of 0,6 mm are added to 1 m³ concrete. A simple calculation shows that this volume of concrete is reinforced with 18 km of steel wire!

1.2 Types of fibres

As discussed already in 1.1 fibres should be designed in such a way that they slip before they break. Fig. 2a-c shows the behaviour of an imaginary plain fibre intersected by a crack at half of its length. So, the anchored length of the fibre to both sides is in this case the same. The figures show the stresses in the fibre at crack opening. In Fig. 2a the length of the fibre is subcritical: that means that the fibre slips whereas the maximum tensile stress is smaller than the yield stress. In fig. 2b the fibre length is critical: the fibre is long enough to reach the yield strength during slipping. In fig. 2c the fibre length is beyond critical: the fibre will break before total slipping occurs if the crack intersects the fibre near to its middle.

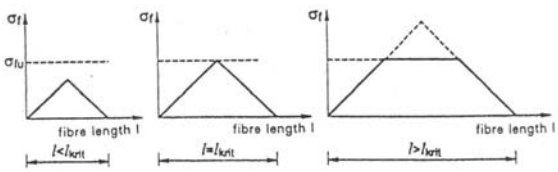


Fig. 2: Grafical representation of critical fibre length for plain fibres (no anchor).

If the fibre is provided with an anchor, the critical length is smaller. An anchor can simply be arranged by for instance bending the end of the fibre. Such fibres are more efficient than straight fibres. Even if the crack intersects a fibre near to its end, it still generates a substantial slipping resistance. Furthermore shorter fibres are more favourable with regard to mixing: there is a smaller tendency to “fibre balling” (clustering of fibres) and segregation. However, shorter fibres require smaller aggregates in order to be able to develop their optimum behaviour.

Fibres are characterised by:

- their length-diameter relation (L/D ratio)
- the tensile strength of the steel
- their shape

Generally spoken the diameter of fibres varies between 0,15 - 1,5 mm, whereas the length varies between 40 - 150 times the diameter. The cross section of a fibre can be round, square or rectangular. The fibres can be hooked at their ends, flattened of undulated along their total length.

The tensile strength of the fibres is mostly between 400 and 1500 MPa, depending on the production method and the steel quality. By increasing the carbon content of the steel a strength of 2000 MPa and more can be reached. Such fibres are appropriate for application in high strength concrete.

The interaction between fibres and matrix (bond) is a fundamental property, which influences all material properties of FRC (Fibre Reinforced Concrete). Attempts to improve the bond by surface treatments were not very successful. The shape and the type of anchorage are more influential. In the past many tests have been carried out in order to study the properties of the various types of fibres. Those test must be considered with some reservation, because it is not only the fibre that determines the behaviour, but also the interaction with an appropriate concrete. Fig. 3 shows the results of a few tests on beams, reinforced with various types of fibres, subjected to bending [1]. It was found that fibres with hooked ends show a much better behaviour than fibres with straight ends.

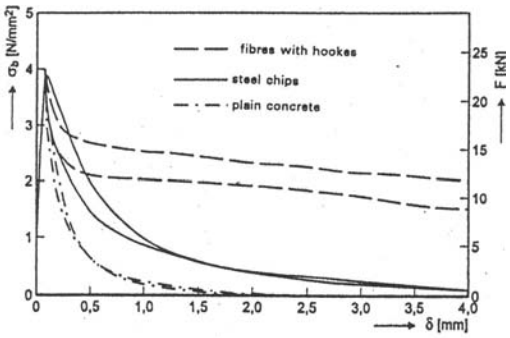


Fig. 3: Stress – deflection relations for FRC beams with various types of fibres [1].

1.3 Influence of the orientation of single fibres.

Fig. 2 treats the very special case of a fibre that is perpendicular to the crack. This is actually a very unusual case since nearly all fibres will have some inclination to the crack. Fig. 4 shows the influence of the fibre inclination to the crack. It is seen that the fibre which is perpendicular to the crack ($\theta = 0°$) reaches the highest tensile stress but shows simultaneously the lowest ductility. With increasing inclination θ the maximum stress is reduced, but the ductility is increased. Summing up the contribution of all the fibres may lead to considerable ductility.

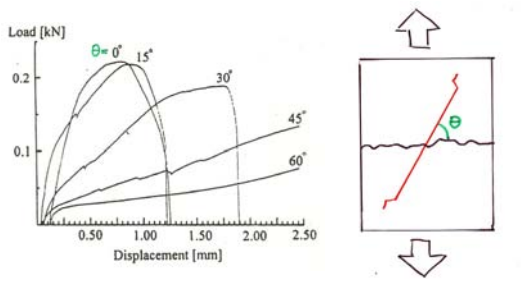


Fig. 4: Load-displacement relations for single fibres inclined at various angles to the crack plane.

2 Technological aspects of steel-fibre concrete

2.1 Aggregates

With regard to the workability and the possibility of fibre-balling, the aggregates should not be too large compared to the fibre length. The reason for this is that the maximum number of fibres in a volume decreases with an increase of the maximum particle diameter: Fig. 5 explains this. As a general rule the maximum particle diameter should not be larger than 1/3 to 1/2 of the fibre length.

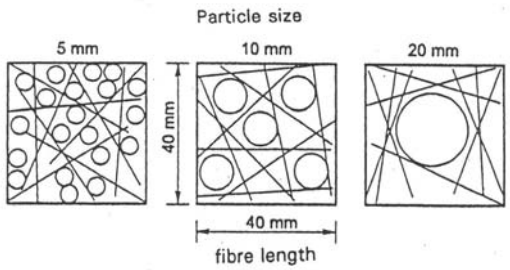


Fig. 5: Effect of maximum particle diameter on the fibre distribution in concrete.

Nevertheless, also concrete with a maximum particle diameter of 32 mm is still reasonably workable for fibre percentages not larger than 0,5 % (about 40 kg/m³). The L/D ratio should not be higher than 60. If higher percentages and L/D ratios are used, as for instance in tunnel-linings (V_f = 0,75 - 1,0 % and L/D > 60), it is advised to limit the maximum particle diameter to 16 mm. Furthermore a continuous particle grading gives a lower probability of fibre balling than a discontinuous particle grading.

2.2 Type and volume of cement

The application of steel fibres in concrete does not require a special type of cement. In general it is advisable to add about 10 % more cement to the mixture than for a normal concrete mix. With regard to the workability the fibres can be regarded as additional aggregate, that has to be surrounded by cement paste. Further to this, the larger the volume of the cement paste in the mixture, the larger is the space available for fibres. So, a high amount of fibres requires a reduction of the volume of aggregate. It will be shown in section 6 that particularly this aspect is the key to the development of high performance fibre reinforced concrete.

2.3 Fibre content

In order to have any effect, the fibre content should generally not be lower than 25 kg/m³. This corresponds to 0,32 % by volume. The required fibre content depends of course as well on the fibre efficiency and the mixture composition. Up to a few years ago the workability of the concrete governed the maximum possible volume of fibres. Since fibres reduce the workability of a fresh concrete mix, the maximum amount of fibres was limited to about 80 - 100 kg/m³. Nowadays the concrete technology has developed further, and even highly flowable mixtures can be produced with fibre contents higher than 120 kg/m³.

2.4 Mixture composition according to codes

An ACI Committee [2] formulated a practical guideline in 1993, in which recommendations for the composition of steel fibre concrete are given, see Tab. 1:

Tab. 1: Mixture characteristics for SFRC according to ACI Committee 544 (1993)

Characteristic Value	dimension	Concrete		
D_{max}	[mm]	10	20	30
w/c ratio	[-]	0,35 - 0,45	0,35 - 0,50	0,35 - 0,55
cement	[kg/m³]	360 - 600	300 - 540	280 - 420
percentage of fines/total	[%]	40-60	45-55	40-55
air content	[%]	4 - 8	4 - 6	4 - 5
fibre volume straight fibres	[%]	0,8 - 2,0	0,6 - 1,6	0,4 - 1,4
fibre volume deformed fibres	[%]	0,4 - 1,0	0,3 - 0,8	0,2 - 0,7

3 Material properties of conventional fibre reinforced concrete

3.1 Introduction

The aim of adding fibres to concrete is to improve the post-cracking behaviour. The strength of FRC is improved by:

- an increase of the fibre content up to a certain maximum, for which the loss of workability is the governing factor
- an increase of the L/D ratio
- an improved shape of the fibres, creating a larger pull-out capacity
- better bond between fibre and matrix
- orientation of the fibres according to the direction of loading

In the sequel some mechanical properties of fibre reinforced concrete are treated and it will be shown how they depend on the fibre shape, the fibre volume and the L/D ratio.

3.2 Modulus of elasticity

The modulus of elasticity of a steel fibre concrete before cracking can be calculated by the "law of mixtures":

$$E_c = \eta_1 \eta_2 E_f V_f + E_m V_m \qquad (1)$$

where

E_c = Modulus of elasticity of the composite material

η_1 = efficiency factor depending on the fibre orientation (0,5 for a 3D and 0,78 for a 2D distribution)

η_2 = efficiency factor depending on the fibre length

E_f = modulus of elasticity of the fibre

V_f = volume fraction of the fibres

E_m = modulus of elasticity of the matrix

V_m = volume fraction of the matrix

For low amounts of fibres, as mostly used in concrete structures, the E-modulus of FRC can be taken equal to the E-modulus of the concrete itself.

3.3 Behaviour in compression

The compressive strength of concrete is hardly affected by the fibre content, and compression failure is announced by the formation of cracks in the direction of the compressive stress, like in ordinary concrete. The fibres bridge these cracks and keep the concrete together during crack widening, which predominantly occurs after the peak stress has been reached. Since the fibres do not change the crack pattern at failure (even if the cracks tend to be more numerous and thinner) and hardly modify the compression strength, in design the slight fibre-induced strength variation (either an increase or – more usually – a decrease) is ignored. However, the post peak ductility is significantly influenced by the addition of fibres, as is shown in fig. 6 and 7.

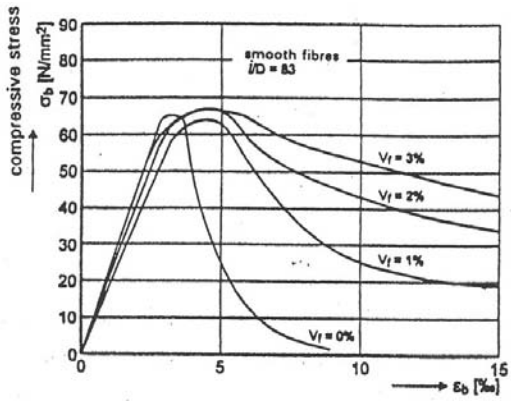


Fig. 6: Influence of V_f on the stress-strain relation in compression

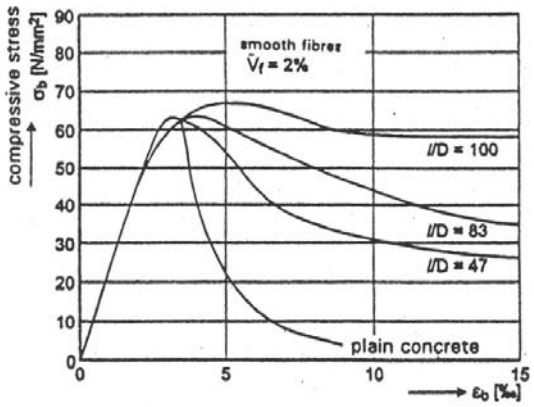


Fig. 7: Influence of L/D ratio on stress-strain relation in compression.

3.4 Behaviour in axial tension

By adding steel fibres the tensile strength of the concrete normally slightly increases. Fig. 8 shows the relation between the tensile strength and the crack width for a number of fibre volume ratios. In the post-peak region, FRC can exhibit a nearly constant strength (pseudo-plastic behaviour), depending on the volume of the fibres. This capacity to transmit tensile stresses after cracking is important.

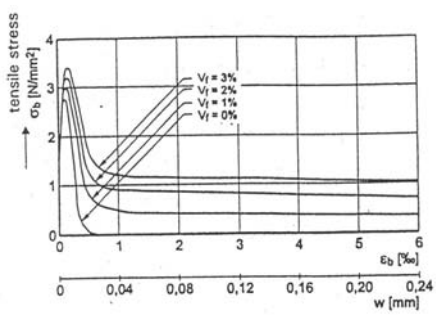


Fig. 8: Stress-crack width relations for several fibre contents [3].

A (rough) estimation for the magnitude of the post-cracking "pseudo-plastic" tensile stress is:

$$\sigma_t = 0{,}0077\ (L/D)\ V_f\ F \qquad (2)$$

where F is the bond efficiency factor, related to the type of anchorage: for round, smooth and crimped fibres F = 1,1 and for fibres with mechanical anchorages F = 1,2. If for instance 50 kg/m³ fibres would be added to a concrete (V_f = 0,64 %, L = 50 mm, D = 0,8 mm and F = 1,2) Eq. 2 would give a post-peak tensile strength of 0,37 MPa.

It should be noted that Eq. 2 gives only indicative values. It will be shown later that the composition of the concrete plays an important role as well. This is not regarded in Eq. 2.

3.5 Behaviour in bending

In a structural element subjected to bending the addition of steel fibres is much more effective than in axial tension. The reason is that in bending the large redistribution capacity of the FRC is exploited. Fig. 9 shows the results of some bending tests on beams with cross-section 100 x 100 m and length 300 mm, reinforced with hooked fibres (Dramix). The tests were carried out for fibre contents of 30, 55 and 80 kg/m³ for fibres with an L/D ratio of 75 (L = 40 mm, D = 0,8 mm). All concrete's had the same composition: 350 kg/m³ cement, 850 kg/m³ sand, 1025 kg/m³ gravel. It is seen that a fibre volume content of 30 kg/m³ is critical: that means that for lower fibre volumes the post-cracking bending moment is smaller than the cracking moment. This is comparable to the minimum reinforcement content in reinforced concrete. However, for higher fibre volumes a hardening type of behaviour is obtained.

For a fibre content of 80 kg/m³ the maximum load is 24 kN, as observed in the diagram. The maximum bending moment is then M = (F/2) 0,1 = 1,2 kNm. The corresponding flexural tensile strength is σ_f = M/W = $1{,}2 \cdot 10^6/(100^3/6)$ = 7,2 MPa.

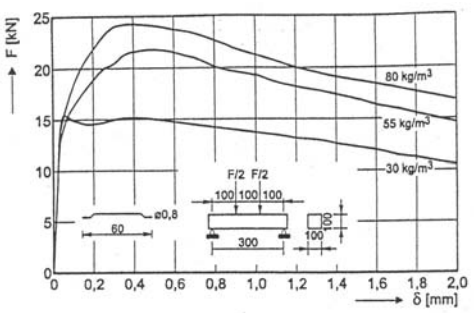


Fig. 9: Load-deflection curves for various fibre contents.

3.6 Derivation of a basic stress-strain relation for FRC

The way in which a basic stress-strain relation should be derived has been subject of many discussions. In order to be able to make calculations, various stress distributions over a cross-section have been suggested, see Fig. 10.

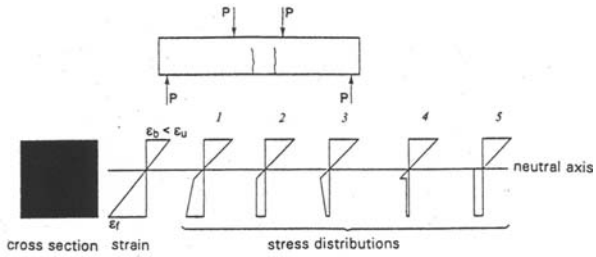


Fig. 10. Various assumptions for stress distributions over a cross-section subjected to bending.

There are various, more or less sophisticated, methods to derive the basic stress-strain relation for fibre reinforced concrete. Mostly one of the distributions as shown in Fig. 10 is chosen and is verified using the load-deflection relation of a standardised bending test.

4 Example of application of a conventional FRC

A popular application of steel fibre reinforced concrete is found in industrial floors. Often the floors are supported by the natural, or improved, soil and are calculated as slabs on elastic foundation. They are then designed as uncracked elastic slabs using the flexural tensile strength of the FRC as a criterion. Nowadays also steel fibre reinforced industrial floors on foundation piles are designed and realised. An example is shown in Fig. 11. It is a floor with an area of 80 000 m². In the floor expansion joints have been applied in order to cope with the effects of shrinkage and temperature variation. About 650 m³ of concrete (3000 m² of floor area) could be cast in one operation. In comparison with a solution in reinforced concrete the construction time was 7 days shorter.

Fig. 11: Industrial floor on piles in steel fibre reinforced concrete.

In this case 45 kg/m³ steel fibres were used. The fibre concrete had to be pumped and should therefore be stable. For such applications in general mixtures with 340 kg/m³ binder and 135 – 145 dm³/m³ fine aggregate particles (< 0,25 mm) are applied, with a water cement ratio of 0,49 - 0,52. The required workability is obtained by the use of appropriate superplasticizers

5 On the way to high strength fibre reinforced concrete

Since about 1990 a lot of research has been carried out in the field of high strength concrete. It was therefore an interesting question if also high strength fibre concrete is possible. At TU Delft Kooiman [3] developed mixtures of high strength fibre concrete, in order to investigate the limits of application. The cube strength of those mixtures was 90 MPa. The limit of workability was reached with 80 kg/m³ fibres. Traditional steel fibres have in a concrete with such a strength only a limited effect. The bond between fibres and concrete is so strong, that the fibres tend to break instead of to slip. Therefore high carbon steel fibres with a tensile strength of 2000 MPa were used.

This high strength fibre concrete was applied, as a pilot project, in the first bored tunnel in The Netherlands. The tunnel was built as a segmental structure. Behind the boring machine rings consisting of 7 segments with a width of 2 m and a wedge element were placed. In the reinforced concrete solution, the segments were reinforced with 100 kg/m³ reinforcing steel. It was agreed that 20 m of this tunnel would, as an experiment, be carried out in high strength fibre concrete. Fibre reinforced concrete offers a number of advantages. The “reinforcing procedure” is simpler. Instead of manufacturing a curved reinforcing cage only steel fibres have to be added to the mixture. Another important argument is that in the construction stage considerable spalling effects could occur due to the introduction of large concentrated loads, the magnitude of which is not very well predictable (Fig. 12). Fibres have the advantage that they are everywhere in the concrete and in all directions.

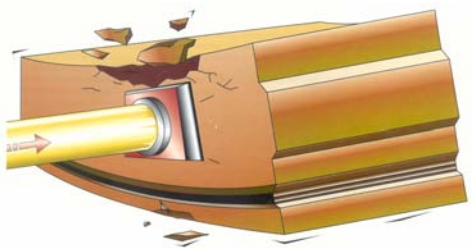


Fig. 12: Spalling due to the introduction of high jacking loads in the construction stage of the tunnel.

Altogether 112 tunnel segments and 16 wedge elements were made of fibre-reinforced concrete, without any traditional reinforcement. For the design of the elements special boundary conditions were formulated. In order to speed up the production, the elements had to be demoulded after one day. To that aim a cube strength of 20 – 25 MPa after 20 hours was specified. This results, however, in a strength of 65 – 75 MPa after 28 days and even higher strength after placement of the elements. In order to avoid brittle behaviour at any time 60 kg/m³ high carbon fibres (60 mm long with hooked ends) were added. In the structure it was observed, that the maximum crack widths were smaller (0,3 mm) than in similar reinforced concrete elements (0,8 mm). In the serviceability state, where the earth pressure, the soil water and the injection grout generated a confining load, the cracks close for both construction methods. In the conventionally reinforced segments often damage adjacent to the wedge segments was observed, contrary to the fibre reinforced elements.

6 Self compacting fibre reinforced concrete

Since 1999 at TU Delft research is carried out into the production and the properties of self-compacting fibre concrete. It was the aim of this project to optimise concrete both in the fluid and in the hardened state. Self-compacting concrete must be able to transport a certain amount of fibres without loosing its self-compacting properties. In comparison to a reference mixture without fibres the flow-diameter is reduced and the resistance against deformation is increased. If self-compacting fibre concrete is used in combination with reinforcing steel, it must be guaranteed that “fibre blocking” will not occur. The maximum amount of fibres depends on the mixture composition and the fibre type and length.

For the development of high performance self-compacting fibre concrete mixtures it is important to have an optimised mixture composition. Here it should be realised that fibres may disturb the particle skeleton, if the interaction between those components is ignored, see Fig. 13.

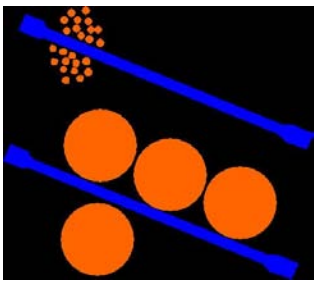


Fig. 13. Interaction between particles and fibres

Grünewald [5] showed, that the packing density of the particles is influenced by the ratio between the sand and the gravel fractions. He mixed certain amounts of fibres with a specified volume of aggregate, in which he varied the ratio sand to gravel. The results are shown in Fig. 14 for a steel fibre content of 1,5 vol.% and various types of fibres. It is shown that for the reference mixture, without fibres, the highest packing density is obtained when the volume of sand is 40 % of the total aggregate volume. If fibres are applied the maximum shifts to the right hand side, which means that in order to reach the optimum result for FRC a part of the gravel should be substituted by sand.

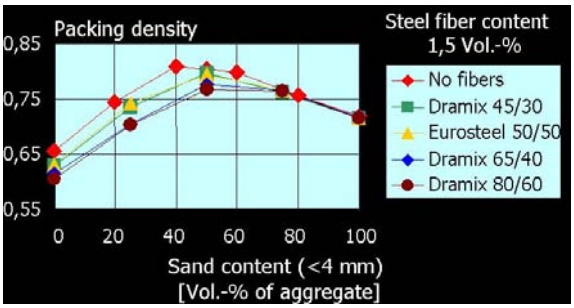


Fig. 14: Optimum packing density for various types of fibres and varying volume-ratio sand to gravel [5]

Applying this principle to various types of mixtures a surprising result was obtained, which is shown in Fig. 15. It was tried to find, for various types of fibres, the maximum possible fibre amount, meanwhile keeping the mixtures self-compacting. Requirements were a slump flow > 600 mm, with a round shape and a homogeneous distribution of the solids. The horizontal axes show the type of fibre (e.g 45/30 means L = 45 mm and D = 0,30 mm) and the volume ratios sand to gravel. It can be seen that the highest fibre contents are obtained if the L/D ratio is reduced and the ratio sand to gravel is increased. It can be seen that fibre contents of 140 kg/m³ are possible without loosing the self-compacting properties.

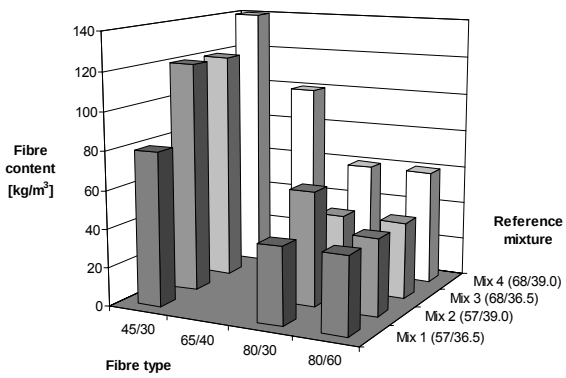


Fig. 15: Maximum fibre contents for various fibre types and sand-gravel volume ratio's.

A remarkable result was also the following. According to the principles developed, a self-compacting fibre concrete was made with a concrete strength B65 (characteristic cube strength), and 60 kg of hooked fibres (Dramix 80/60, so L = 80 mm and D = 0,60 mm). The mixture composition is shown in Table 2.

Tab. 2: Reference mixture for self-compacting fibre concrete B65

Components	Content [kg/m³]
CEM III 42,5N	141
CEM I 52,5R	265
Fly ash	171
Water	178
Sand 0-4 mm	1030
Coarse aggregate 4-16 mm	480
Superpl. Cugla HR	1,82
Superpl. Cugla LR	2,74

With this concrete test beams were made which were subjected to bending. The results were compared with those of the conventional (non self-compacting) fibre concrete which was earlier developed for the tunnel construction described before. Both concrete's had a quality B65 and both had the same amount and the same type of fibres. Nevertheless the self-compacting FRC showed on average a bearing capacity which was twice as high and a lower scatter, Fig 16.

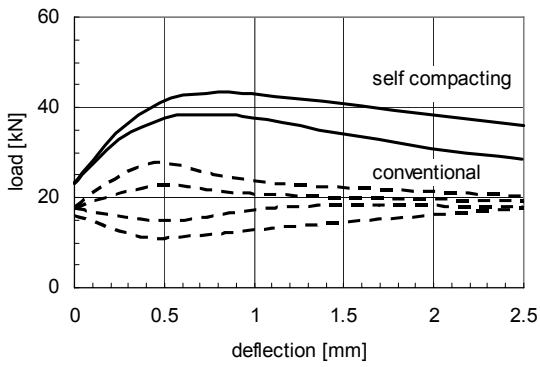


Fig. 16: Flexural behaviour: self-compacting versus conventional FRC

The flexural tensile strength calculated from those results was about 14 MPa for the self-compacting fibre concrete.

7 Development of ultra high strength fibre concrete's

7.1 First trials

At TU Delft in 1998 a research project was conducted with the aim to improve the properties of high strength fibre concrete. Sato [5] carried out compressive and tensile tests with concrete reinforced with straight fibres 6 -20 mm and hooked-end fibres

30 mm. The volume of the short fibres was varied between 0 - 6 % and that of the longer fibres between 0 - 2 %. The aggregate used was very fine (minimum 125 µm and maximum of 500 µm). Also combinations of fibres (fibre cocktails) were tested. The principle used for the composition of the mixture was to replace a volume of the sand by the same volume of fibres. The compressive strength of the concrete appeared to be between 100 and 140 MPa. The axial tensile strength was relatively high. Values between 10 - 25 MPa were measured. In the last case the mixture had 4 vol.% of 6 mm fibres and 1,5 vol.% of hooked-end fibres (30 mm).

7.2 Self compacting fibre concrete for sheet piles

In the following projects it was tried to make the mixtures as practical as possible, meanwhile maintaining the optimum properties.

At first a study was made with regard to the applicability of self-compacting high strength fibre concrete for sheet piles, Fig. 17. Normally the sheet piles were made of concrete B65. The piles had lengths up to 22 m, widths of 350 – 600 mm and a thickness of 120 mm. They were prestressed in longitudinal direction and reinforced in longitudinal and transverse direction.

Fig. 17: Concrete sheet piles for soil retainment.

An important condition was the wish of the producer to reach a concrete strength of 65 MPa after 20 - 22 hours. If this condition would be met a 1-day production schedule could be maintained. A preliminary study showed that the thickness of the sheet piles could be reduced to 45 mm. The self-compacting fibre concrete was developed at TU Delft. Since the free opening between the formwork and the prestressing strands was only 16 mm, the fibre length was limited to 13 mm (Steel fibre type Dramix OL13/06, 1,59 vol.%). The maximum particle diameter was 1 mm, in order to reduce the influence of the aggregate on the blocking of the fibres. The compression strength reached after 24 hours was 74,3 MPa (cubes 100 mm). After 28 days a compressive strength of 120,3 MPa was measured. For this application predominantly the strength after 1 day was important: no requirement for the strength after 28 days was given. The composition of the mixture is shown in Table 3. Fig. 18 shows the mixture directly after preparation.

Tab. 3: Self-compacting fibre concrete for sheet piles

Components	Content [kg/m³]
CEM I 52,5	358
CEM III 52,5	555
Silicafume	61
Water	207
Sand 0,125 - 0,5 mm	549
Sand 0,5 -1,0 mm	549
Superplasticiser	21
Steel fibres Dramix OL13/ 0,16	125

The cost of the mixture was much higher than the cost of a conventional concrete B65. However, the necessary volume was much smaller. Furthermore the transportation was much more economic (much more elements on one truck). Also the behaviour at the building site during placing in the soil was excellent. Finally the cost of the new element was not higher than that of the old element.

Fig. 18: Self-compacting fibre concrete after production

7.3 Ultra high strength fibre concrete for bridges

Nowadays it is possible to produce concrete elements with a strength of around 200 MPa. The Dutch firm Hurks Beton produced such type of elements in cooperation with the French Firm Quillery. Further characteristics were an axial tensile strength of 8 MPa and an E-modulus of 64 000 MPa. The composition of the concrete is given in Table 4.

With this concrete beams are made which contain no further reinforcement at all, and are only prestressed with some strands, see Fig. 19. The fibres are sufficient to cope with the effects of shear, splitting, crack width control etc.

Tab. 4: Example of a composition for ultra high strength concrete

Components	Content [kg/m³]
Cement	1100
Silicafume	165
Aggregate 0/6mm	1050
Steel fibres (L = 20mm, D = 0,3 mm)	235
Superplasticizer	40
Water	200

Fig. 19: Prestressed beams made of ultra high strength fibre concrete

Fig. 20 shows some detail of a bridge of B200, made in Bourg-les-Valences in France. The weight of this bridge was only 30 % of the weight of a conventional bridge.

Fig. 20: Precast prestressed beams of ultra high strength concrete B200

Another recent application is that of the repair of bridge decks, Fig. 21. The original deck of this bridge was made of tropical wood and substitution was necessary after some time. A deck was made with a concrete B200. The thickness of the deck was 45 mm. The deck was provided with three layers of reinforcement, consisting of bars 8 mm at 40 mm distance. The deck could be placed in ½ day.

Recently a bridge in UHSFRC was built in Japan (Sakata Bridge). The concrete had again a quality of B200. The length of the bridge was 50 m, the width was 2,4 m and the height was 1,56 m in the middle, varying to 0,55 m at the ends. Only prestressing steel was applied. The bridge has a weight which is only 20 % of that of a conventional prestressed bridge. It was claimed that the cost was 10 % lower than that of a standard bridge.

Fig. 21: Bridge deck of ultra high strength fibre concrete as a substitute for a deck of tropical wood.

Fig. 22: Ultra high strength concrete bridge in Japan (Sakata Bridge, 2002)

7.4 Concrete with fibre cocktails

A rather new development is that of concrete with combinations of short and long fibres (fibre cocktails). The idea is that the short fibres develop their largest activity in the stage of microcracking. They slow down the extension of the microcracks so that the behaviour does not deviate very much from the elastic behaviour. When macrocracks occur, the short fibres become less active, but now the long fibres take over, Fig. 23.

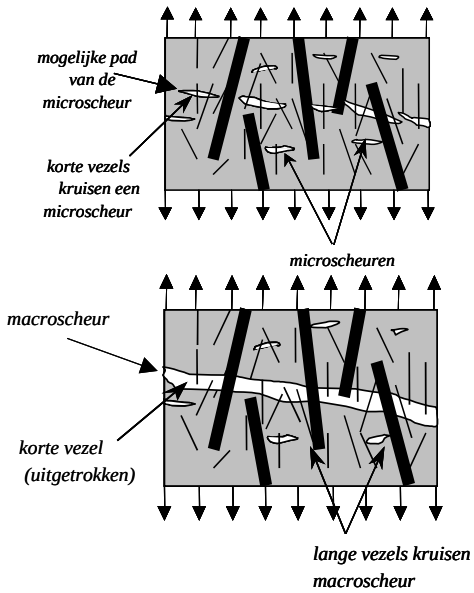


Fig. 23: Role of short and long fibres in concrete under tension [6]

Tab. 5: Mixtures with fibre cocktails [6]

num.	w/b	D_{max} (mm)	vol.sand (vol.%)	superplast vol% cem.	microsilica vol % cem	steel fibres (vol. %)				fibres (kg)
						60.10	13/0.20	80/40	80/60	
1	0.2	1.0	50	1.8	4					0
2	0.2	1.0	46	1.8	4		2			160
3	0.2	1.0	35	1.4	4		2		1	240
4	0.2	1.0	42	1.7	4	2			1	240
5	0.2	1.0	45	1.4	4				1	80
6	0.2	1.0	40	1.4	4	2	2			320
7	0.2	1.00.	40	1.3	4		0.5		1	120
8	0.2	5	40	1.1	12		0.5		1	120
9	0.2	0.5	35	1.1	12		0.5		1.5	160
10	0.2	1.0	35	1.2	4	4		1		400

Fig. 24 shows curves obtained from tests on short beams subjected to bending. The load deflection curves have been modified into relations between the flexural tensile strength and the crack opening. It is shown that with the combination of short and long fibres a quasi elastic-plastic behaviour is obtained with a high (45 MPa) flexural tensile strength.

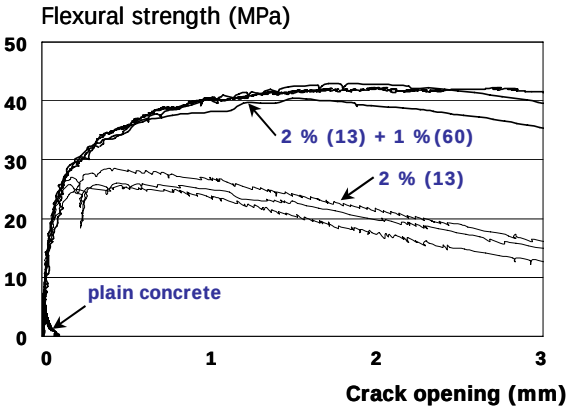


Fig. 24: Flexural tensile stress – crack opening curves for beams made of concrete with fibre cocktails [6].

Table 5 gives the composition of a number of mixtures which were used in the test beams.

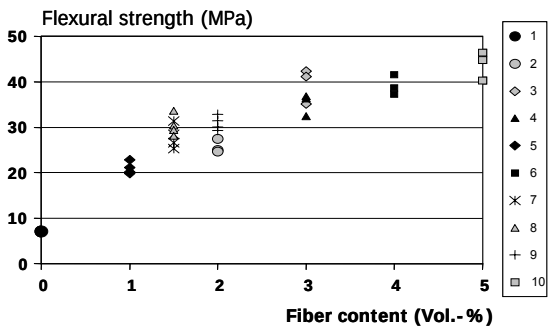


Fig. 25: Flexural tensile strength obtained in beams with fibre cocktails [6].

Fig. 25 shows the flexural tensile strengths that were obtained. It can be seen that flexural tensile strengths of 40 MPa can be obtained with fibre contents of 3 % and more.

However, flexural tensile strength of 20 MPa are possible with fibre amounts as low as 1 %.

This shows that fibre concrete can develop into a new type of structural material with a high potential.

8 References

[1] Falkner, H., and Teutsch, M., “Durable structures of fibre reinforced concrete”, Seminar on concrete structures, University of Braunschweig, 1993

[2] ACI Committee 544: Guide for specifying, proportioning, mixing, placing and finishing SFRC, 1993.

[3] Kooiman, “Modelling steel fibre reinforced concrete for structural design”, Dissertation TU Delft, the Netherlands, Oct. 2000.

[4] Grünewald, S., “Self compacting fibre concrete”, Dissertation, to be published in spring 2004.

[5] Sato, Y.M., van Mier, J.G.M., Walraven, J.C.,”Mechanical characteristics of multi-modal fibre reinforced cement-based composites”, Conference on Fibre-reinforced concretes (BEFIB 2000), Ed. P. Rossi and Chanillard, RILEM Publications, pp. 791-800

[6] Markovic, I., “High performance concrete with fibre cocktails”, PhD Thesis in preparation, TU Delft, The Netherlands.

Ultrahochfester Beton

Jennifer C. Scheydt, Gunther Herold und Harald S. Müller

Zusammenfassung
Mit Hilfe einer granulometrischen Optimierung und unter Verwendung hoch reaktiver Zusatzstoffe ist es möglich, sog. ultrahochfeste Betone mit Druckfestigkeiten von weit mehr als 150 N/mm² herzustellen. Die Entwicklung derartiger Betone kann innerhalb von 3 Entwicklungsphasen erfolgen, nämlich der Optimierung des Feinstkorn- und Mörtelgemischs und einer abschließenden Betonoptimierung. Aufgrund des hohen Feinstkornanteils, der eingesetzten Faserbewehrung und der hohen Fließmittelmengen müssen bei der Herstellung ultrahochfester Betone besondere Randbedingungen eingehalten werden, um ein weitgehend ungestörtes Gefüge sicherzustellen. Ultrahochfeste Betone verfügen im Vergleich zu konventionellen Betonen nicht nur über verbesserte mechanische Eigenschaften, sondern auch über ein dichteres Mikrogefüge. Sie besitzen demnach einen deutlich erhöhten Widerstand gegenüber korrosiven Angriffen. Daher ist davon auszugehen, dass ultrahochfeste Betone zukünftig verstärkt in solchen Marktsegmenten eingesetzt werden, in denen ihre herausragenden Eigenschaften auch genutzt werden.

1 Einführung

Als ultrahochfest bezeichnet man in der Regel Betone, die eine Druckfestigkeit von mehr als 150 N/mm² aufweisen. Somit liegt die Druckfestigkeitsklasse ultrahochfester Betone oberhalb der in DIN 1045-2 [1] geregelten höchsten Druckfestigkeitsklasse C100/115. Ihr baupraktischer Einsatz erfordert demzufolge eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung bzw. eine Zustimmung im Einzelfall.

In Abhängigkeit vom Durchmesser des Größtkorns unterscheidet man zwischen ultrahochfesten Feinkornbetonen (Reactive Powder Concrete, RPC) mit einem Größtkorn von etwa 0,5 mm und ultrahochfesten Grobkornbetonen (Ultra High Performance Concrete, UHPC) mit einem Größtkorn von höchstens 16 mm.

Voraussetzung für das Erzielen von Druckfestigkeiten im ultrahochfesten Bereich ist eine maximale Gefügedichtigkeit, die zum einen durch die Optimierung der granulometrischen Zusammensetzung des Betongemischs erreicht werden kann. Hierbei werden die Gesteinskörnung und vor allem die Bestandteile der Mörtelmatrix so aufeinander abgestimmt, dass die resultierende Packungsdichte möglichst hoch und der verbleibende Hohlraum möglichst gering sind. Zum Füllen kleinster Hohlräume werden feine Zusatzstoffe eingesetzt, die im Idealfall nicht nur als Mikrofüller, sondern auch als Bindemittel wirken. Als Bindemittel werden neben Zementen hoher Festigkeitsklassen reaktive Zusatzstoffe, insbesondere Silikastäube, verwendet.

Aufgrund der hohen Bindemittelmengen bei gleichzeitig geringem Wassergehalt (w/b ≈ 0,20) ist eine Verflüssigung des wasserarmen Gemischs erst durch die Zugabe hochwirksamer Fließmittel möglich. Der Einsatz von Fließmitteln der neuesten Generation auf Polycarboxylatether- oder Polyacrylat-Basis ermöglicht schließlich die Herstellung sehr fließfähiger ultrahochfester Betone mit selbstverdichtenden Frischbetoneigenschaften. Eine weitgehend vollständige Entlüftung des Frischbetons ist eine Voraussetzung für ein homogenes, dichtes Mikrogefüge.

Mit ansteigender Homogenität der Matrix des Betons zeigt das Material ähnlich keramischen Werkstoffen zunehmend linear-elastische Eigenschaften, was mit einem spröden, schlagartigen Materialversagen einhergeht. Um die hohen Druckfestigkeiten des Werkstoffs dennoch ausnutzen zu können, wird die Duktilität des Betons durch Zugabe von zumeist Stahlfasern gesteigert. Dies hat eine erhebliche Zunahme der Zugfestigkeit, der Biegezugfestigkeit und der Bruchenergie ultrahochfester Betone zur Folge.

Eine Steigerung der Druckfestigkeit auf Werte von mehr als 200 N/mm² wird erzielt, wenn der Beton nach der Erhärtung einer Wärmebehandlung ausgesetzt wird. Eine Maßnahme zur weiteren Festigkeitssteigerung und Gefügeverdichtung ultrahochfester Betone ist eine Autoklavbehandlung (erhöhte Druck- und Temperaturbedingungen).

2 Systematische Entwicklung ultrahochfester Betone

2.1 Ausgangsstoffe

2.1.1 Grobe Gesteinskörnung

Während das Volumen der groben Gesteinskörnung (Ø ≥ 2 mm) bei konventionellem Beton 60 bis 70 %

beträgt, ist der Grobkornanteil bei UHPC meist auf etwa 30 Vol.-% beschränkt.

Ultrahochfeste Betone, die unter Einsatz einer gedrungenen, gerundeten Gesteinskörnung hergestellt werden, zeigen ein günstigeres Fließverhalten des Frischbetons als Betone mit plattiger oder gebrochener Körnung. Bei der Wahl der Gesteinskörnung muss ferner eine ausgeprägte Differenz zwischen der Kornsteifigkeit und der Steifigkeit des Zementsteins vermieden werden. Spannungsspitzen in der Kontaktzone infolge eines unterschiedlichen Verformungsverhaltens von Gesteinskörnung und Zementsteinmatrix und hieraus resultierende Mikrorisse, die einen Festigkeitsverlust nach sich ziehen, können somit vermieden werden. Eine elastische Kompatibilität ist gewährleistet, wenn die Bedingung nach Gleichung 1 eingehalten wird [2]:

$$1{,}0 \leq \frac{E_G}{E_{ZM}} \leq 1{,}4 \qquad (1)$$

mit E_G = Elastizitätsmodul der Gesteinskörnung [N/mm²]
E_{ZM} = Elastizitätsmodul der Zementsteinmatrix [N/mm²]

Die Druckfestigkeit der im UHPC verwendeten Gesteinskörnung sollte grundsätzlich mindestens 200 N/mm² betragen [3]. Das am häufigsten eingesetzte Gestein ist daher Basalt. Versuche am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie haben gezeigt, dass auch quarzitische Gesteine für die Verwendung in UHPC geeignet sind. Voraussetzung ist hierbei eine weitgehend störungsfreie Mikrostruktur des Quarzes.

2.1.2 Zement und Zusatzstoffe

Bei der Herstellung ultrahochfester Betone kommen hauptsächlich Portlandzemente der Festigkeitsklassen 42,5 und 52,5 zur Anwendung, jedoch können auch hüttensandhaltige Zemente höherer Festigkeitsklassen eingesetzt werden, siehe z. B. [4]. Hierbei eignen sich insbesondere Zemente mit niederem C_3A-Gehalt, also in aller Regel HS-Zemente. Zum einen besitzen HS-Zemente i. d. R. einen niedrigeren Wasseranspruch, zum anderen verbessern sie die Verarbeitbarkeit des Frischbetons. Nicht zuletzt ermöglichen sie den Einsatz höherer Nachbehandlungstemperaturen ohne Risiken hinsichtlich einer Sekundär-Ettringitbildung.

Zusatzstoffe wirken beim Einsatz in ultrahochfestem Beton auf dreifache Weise. Zunächst erhöhen sie die Packungsdichte im Feinkornbereich und tragen so zur Minimierung von Hohlraumgehalt und Wasseranspruch des Gemischs bei. Reaktive Zusatzstoffe wirken zusätzlich festigkeitssteigernd, indem sie sich an der hydraulischen bzw. puzzolanischen Reaktion beteiligen. Darüber hinaus verbessern sie das Wasserrückhaltevermögen des Bindemittelleims, was der Ausbildung eines Wasserfilms auf den Gesteinskörnern entgegenwirkt. Einem lokal erhöhten Wasserbindemittelwert und somit einer erhöhten Porosität in der Kontaktzone wird dadurch entgegengewirkt, und der Verbund zwischen Matrix und Zuschlag wird verbessert.

Die Reaktivität eines Zusatzstoffs nimmt mit steigendem Gehalt an amorphen silikatischen Bestandteilen und steigender spezifischer Oberfläche zu. Tabelle 1 gibt einen Überblick über die maßgebenden Materialkennwerte einiger für den Einsatz in ultrahochfestem Beton geeigneter reaktiver Zusatzstoffe.

Tab. 1: Materialkennwerte für den Einsatz in ultrahochfestem Beton geeigneter Zusatzstoffe

		SiO_2 [M.-%]	Mittlere Korngröße [µm]	Spezifische Oberfläche [m²/g]
Zement		20 ÷ 25	8 ÷ 15	0,4 ÷ 0,5[1)]
Steinkohlenflugasche	grob	40 ÷ 60	10 ÷ 15	0,3 ÷ 0,5[1)]
	fein	40 ÷ 60	≤ 5	0,4 ÷ 0,6[1)]
Quarzmehl	fein	99	15 ÷ 30	0,3 ÷ 0,4[1)]
	grob	99	90 ÷ 150	0,1 ÷ 0,2[1)]
Mikrosilika		91 ÷ 98	0,1 ÷ 0,3	16 ÷ 21[2)]
Nanosilika		100	~ 0,02	180 ÷ 230[2)]

[1)] nach Blaine
[2)] nach BET-Methode

Silikatzusätze

Mikrosilika entsteht als Nebenprodukt bei der Herstellung von Silicium- und Ferrosilicium-Legierungen durch die Kondensation verdampfter Kieselsäure und liegt entweder pulverförmig oder als Suspension vor. Aufgrund des einzuhaltenden geringen Wassergehalts ultrahochfester Betone bei gleichzeitig hohen Mikrosilika-Gehalten (bis etwa 30 M.-% v. Z.) beschränkt sich der Einsatz von Mikrosilika in der Regel jedoch auf pulvrige Produkte.

Bei Nanosilika handelt es sich um ein synthetisch hergestelltes Material, das meist als flüssiges Kieselsol erhältlich ist. Die Silikatpartikel weisen eine kugelige Form auf und liegen für Mikrosilika im Korngrößenbereich zwischen 0,1 und 0,3 µm. Die Teilchengröße von Nanosilika beträgt 15 nm. Beide Produkte dienen als Mikrofüller zum Auffüllen kleinster Hohlräume. Hauptbestandteil von Nano- und Mikrosilika ist amorphes Siliciumdioxid. Durch den hohen Anteil an SiO_2 und die enorm hohe spezifische Oberfläche (siehe Tabelle 1) besitzen beide eine sehr ausgeprägte puzzolanische Reaktivität und reagieren mit

Calciumhydroxid (CH) zum festigkeitssteigernden Calciumsilikathydrat (CSH). Die weniger festen CH- und Ettringit-Phasen werden durch festere CSH-Phasen ersetzt, was zur Verbesserung der ansonsten schwachen Kontaktzone beiträgt (Abbildung 1).

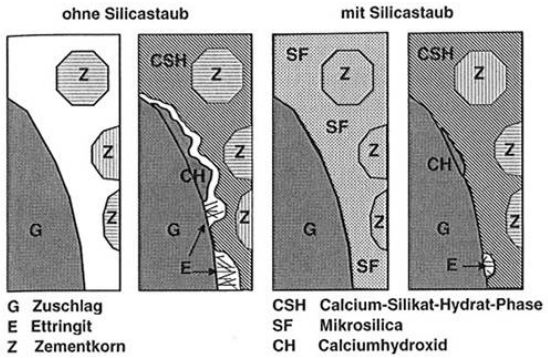


Abb. 1: Verbesserung der Kontaktzone durch Bildung der festigkeitssteigernden CSH-Phase beim Einsatz von Silikastaub [5]

Bei Festigkeitsprüfungen ist infolge dessen zu beobachten, dass ein Versagen des Probekörpers nicht mehr entlang der Kontaktzone zwischen Zementstein und Zuschlag auftritt, sondern vermehrt innerhalb der Zuschlagkörner.

Die Zugabe von Silikatzusätzen beeinflusst nicht nur die Festbeton- sondern auch die Frischbetoneigenschaften. Der extrem hohe Wasseranspruch von Nanosilika hat in der Regel einen Konsistenzverlust des Frischbetons zur Folge, siehe z. B. [5], [6]. Mikrosilika hingegen kann eine verflüssigende Wirkung auf den Frischbeton ausüben. Dies wird auf seine runde Kornform zurückgeführt und auch als „Kugellagereffekt“ bezeichnet. Die Zusammensetzung des Mikrosilikas hat hierbei jedoch einen maßgeblichen Einfluss auf seine Wirksamkeit. So führen insbesondere kohlenstoffarme, durch eine weiße Färbung gekennzeichnete Produkte zu einer Verbesserung der Fließfähigkeit des Frischbetons, während kohlenstoffreiche, grau gefärbte Mikrosilikate einen deutlichen Konsistenzverlust bewirken können [6].

Steinkohlenflugaschen

Ebenso wie silikatische Zusätze reagieren Flugaschen hauptsächlich mit dem während der Hydratation freigesetzten Calciumhydroxid (CH) unter Bildung des festigkeitssteigernden Calciumsilikathydrats (CSH). Ihr SiO_2-Gehalt und ihre spezifische Oberfläche sind jedoch weitaus geringer als die des Mikrosilikas (siehe Tabelle 1), weshalb ihre puzzolanische Reaktivität weit weniger ausgeprägt ist als die Reaktivität von Mikrosilika. Die Fähigkeit der Flugasche, sich an der Festigkeitsbildung zu beteiligen, wird durch den Aktivitätsindex beschrieben. Der Aktivitätsindex ist bei vergleichbarer chemischer und mineralogischer Zusammensetzung in der Regel umso größer, je kleiner das Größtkorn der Flugasche ist.

Gemahlene und gesichtete Feinstflugaschen mit einem Größtkorn von weniger als 5 µm weisen ein Korngrößenintervall auf, das zwischen dem von Zement und Mikrosilika liegt. Sie wirken nicht nur als Puzzolan, sondern agieren verstärkt als Mikrofüller.

Die kugelige Kornform und die glatte Oberflächenbeschaffenheit der Flugaschen führen häufig zu einer Verbesserung der Fließfähigkeit des Frischbetons („Kugellagereffekt“).

Bisher existieren nur wenige Erfahrungen mit Flugaschen im Bereich ultrahochfester Betone.

Gesteinsmehle

Gesteinsmehle zählen zu den inerten Zusatzstoffen. Sie dienen somit zunächst als Mikrofüller und tragen zur Erhöhung der Packungsdichte und zur Senkung des Bindemittelbedarfs bei.

Bei der Herstellung ultrahochfester Betone kommen vorwiegend Quarzmehle zum Einsatz. In Verbindung mit einer thermischen Nachbehandlung zeigen diese tendenziell puzzolanische Eigenschaften. Bei erhöhten Temperaturen (T >> 100 °C) werden bei der dann ablaufenden Hydrothermalreaktion zwischen dem Portlandit des Zementsteins und dem SiO_2 (Quarz) festigkeitssteigernde Calciumsilikathydrate gebildet, die bei sehr hohen Temperaturen in kristalline Phasen übergehen (Abbildung 2).

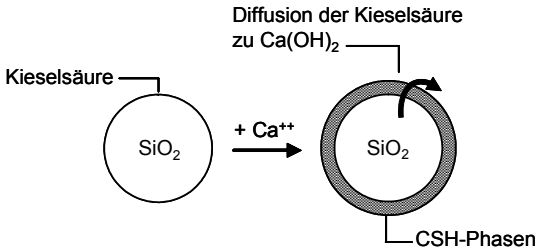


Abb. 2: Schematische Darstellung der Hydrothermalreaktion

Der Festigkeitsgewinn infolge einer Wärmebehandlung wächst mit abnehmender Korngröße und zunehmender spezifischer Oberfläche sowie steigendem SiO_2-Gehalt des Silikatträgers (vgl. Tabelle 1).

2.1.3 Fasern

Ultrahochfeste Betone ohne Faserbewehrung verhalten sich nahezu linear-elastisch und zeigen ein sprödes, schlagartiges Versagen. Erst der Einsatz entsprechender Fasern erhöht die Duktilität des Materials. Zur Verbesserung des Nachbruchverhaltens ultrahochfester Betone werden in der Regel Stahlfasern eingesetzt.

Die Wirkungsweise der Stahlfasern beruht im Wesentlichen auf einer Behinderung des Risswachstums. Aufgrund ihrer geringen Länge und ihrer homogenen Verteilung in der Matrix werden die Fasern bereits sehr früh wirksam. Zwar nimmt die Anzahl der entstehenden Risse stark zu, einer Ausbildung durchlaufender Trennrisse wird allerdings entgegengewirkt.

Überwiegend werden Fasern mit einem Durchmesser von 0,15 bis 0,20 mm eingesetzt. Die optimale Faserlänge richtet sich nach dem jeweiligen Verwendungszweck. Die meisten ultrahochfesten Betone und Mörtel werden unter Verwendung von Fasern einer Länge zwischen 6 und 13 mm hergestellt, siehe z. B. [7], [8]. Von wesentlichem Einfluss auf die Wirksamkeit der Fasern in der Betonmatrix ist das Verhältnis zwischen Faserlänge und Faserdurchmesser (L/D-Verhältnis), das zwischen 40 und 60 liegen sollte, um eine ausreichende Einbindelänge in die Zementsteinmatrix sicherzustellen. Mit zunehmendem L/D-Verhältnis verschlechtert sich jedoch die Verarbeitbarkeit des Frischbetons, und es tritt eine verstärkte Agglomeration der Fasern auf („Igelbildung“).

Untersuchungen zum optimalen Fasergehalt haben gezeigt, dass bis zu einer Faserdosierung von 2,5 Vol.-% eine deutliche Steigerung von Druck- und insbesondere Biegezugfestigkeit erzielt wird. Eine Erhöhung des Faservolumens auf 4 Vol.-% führt zu keiner weiteren Steigerung der Resttragfähigkeit oder der mechanischen Kennwerte, siehe z. B. [4], [8]. Darüber hinaus beeinträchtigen hohe Fasergehalte ebenso wie ein zu hohes L/D-Verhältnis die Verarbeitbarkeit des Frischbetons.

2.1.4 Fließmittel

Charakteristisch für ultrahochfeste Betone sind ein sehr hoher Feinststoffanteil und ein äußerst geringer Wasserbindemittelwert im Bereich von etwa 0,20. Erst durch den Einsatz hochwirksamer Fließmittel ist es möglich, solche Betone mit einer fließfähigen Konsistenz herzustellen und das Agglomerieren der Feinststoffe einzudämmen.

Für den Einsatz in ultrahochfesten Betonen erweisen sich insbesondere Fließmittel auf Basis von Polyacrylaten und Polycarboxylatethern als geeignet. Im Vergleich zu Melamin- oder Naphtalinsulfonaten gewährleisten sie in der Regel eine bessere Verarbeitbarkeit bei geringeren Dosiermengen und einen längeren Konsistenzerhalt.

Generell sind zur Verflüssigung ultrahochfester Betone und Mörtel wesentlich höhere Fließmittelmengen notwendig, als es bei normal- oder hochfesten Betonen der Fall ist. Von Nachteil ist hierbei, dass infolge der erforderlichen hohen Fließmittelmengen die Entwicklung der Frühfestigkeit beeinflusst werden kann. Vor allem im Hinblick auf eine Produktion im Fertigteilwerk ist es sinnvoll, bei der Auswahl des Fließmittels darauf zu achten, dass seine verzögernde Wirkung möglichst begrenzt ist.

Da ein Fließmittel mit unterschiedlichen Zementen sehr unterschiedlich wirken kann, ist eine genaue Untersuchung der Verträglichkeit von Zement und Fließmittel und eine Bestimmung der optimalen Fließmittelmenge im jeweiligen Fall unumgänglich. Ein probates Hilfsmittel stellen hierbei rheometrische Messungen dar.

2.2 Entwicklungskonzept

Infolge des grundsätzlich hohen Anteils an Feinststoffen in ultrahochfesten Betonen kommt der Optimierung der Partikelgrößenverteilung im Feinstkornbereich (Partikeldurchmesser < 200 µm) eine besondere Bedeutung zu. Zielsetzung dieses ersten Entwicklungsschritts ist es, den Wasseranspruch des Gemischs möglichst gering zu halten und gleichzeitig sicherzustellen, dass der Pudergehalt (Partikeldurchmesser < 125 µm) ausreichend hoch ist, um neben den geforderten mechanischen Eigenschaften des Festbetons auch eine ausreichende Fließfähigkeit des Frischbetons zu gewährleisten. An die Optimierung im Feinstkornbereich schließt sich die Optimierung des Mörtels (Korndurchmesser < 500 µm) an. In dieser Entwicklungsphase wird neben der Zusammensetzung des Korngemischs insbesondere die Wirksamkeit geeigneter Fließmittel z. B. mit Hilfe rheometrischer Messungen bewertet. In einem letzten Entwicklungsschritt erfolgt schließlich die Optimierung des Betons anhand der Frisch- bzw. Festbetoneigenschaften.

2.2.1 Feinstkornzusammensetzung

Die Zusammenstellung eines geeigneten Korngemischs kann durch verschiedene Ansätze erfolgen. Ein anschauliches Verfahren zur experimentellen Ermittlung des minimalen Wasseranspruchs n_w eines Partikelgemischs ist das Verfahren nach Puntke [9]. Hierbei wird die maximale Packungsdichte ermittelt, indem die Wassermenge bestimmt wird, bei der ein Kornhaufwerk gerade verdichtet werden kann. Abbildung 3 zeigt exemplarisch den Wasseranspruch eines Feinstkorngemischs aus Quarzmehl und Zement in Abhängigkeit vom Zementgehalt der Mischung [6].

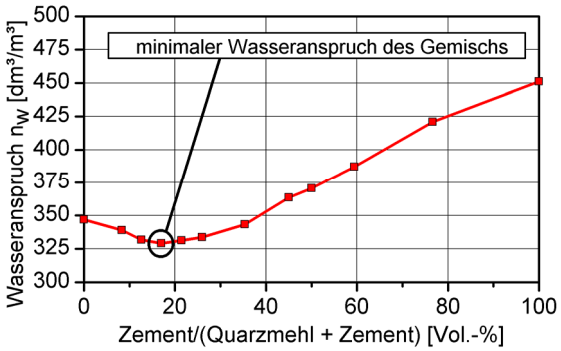


Abb. 3: Wasseranspruch n_w eines Feinstkorngemischs nach Puntke

Darüber hinaus kann ein geeignetes Korngemisch in Anlehnung an den theoretischen Ansatz nach Andreasen [10] nach Gleichung 2 zusammengestellt werden:

$$A = \left(\frac{d}{D}\right)^n \cdot 100 \qquad (2)$$

mit A = Siebdurchgang [Vol.-%]
d = betrachtete Korngröße [mm]
D = Größtkorn [mm]
n = Konstante zur Berücksichtigung der Kornform [-]

Ein Vergleich zwischen dem Ansatz nach Andreasen und dem Verfahren nach Puntke hat ergeben, dass beide Methoden für n = 0,37 gleichermaßen zu einem Korngemisch maximaler Packungsdichte führen (vgl. Abbildung 4) [6].

Die Erfahrung mit dem noch sehr jungen Werkstoff hat außerdem gezeigt, dass Korngemische, deren Korngrößenverteilungen sich innerhalb bestimmter Grenzen bewegten, zu ultrahochfesten Betonen mit besonders günstigen Frisch- und Festbetoneigenschaften führen [11]. Bei der Zusammensetzung von Feinstkorngemischen sollte daher eine obere und untere Grenze bezüglich der Korngrößenverteilung eingehalten werden (vgl. Abbildung 4).

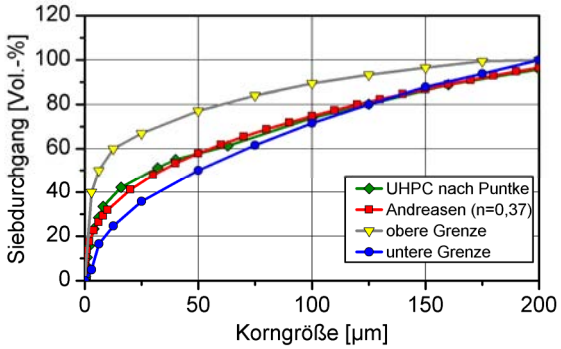


Abb. 4: Experimentell ermittelte, theoretische und empirische Korngrößenverteilungen von Feinstkorngemischen nach [6]

2.2.2 Mörtelzusammensetzung

Die Ermittlung des optimalen Verhältnisses zwischen Sand- und Feinstkornfraktion sowie die Beurteilung der Fließfähigkeit und des Ansteifverhaltens des Frischmörtels erfolgt zum einen anhand klassischer Untersuchungsmethoden (z. B. Bestimmung des Mörtel-Setzfließmaßes sm). Ferner hat sich der Einsatz eines Rotationsrheometers bewährt. Die rheologische Untersuchung liefert umfassende Informationen zum Frischmörtelverhalten. Selbstverdichtende Mörteleigenschaften stellen hierbei eine wesentliche Voraussetzung für das Erzielen einer dichten, porenarmen und somit festen Betonmatrix dar. Um die eigenständige Entlüftung des Mörtels sicherzustellen und eine zu starke Erwärmung des Mörtels infolge eines hohen Scherwiderstandes zu vermeiden, sollten ausschließlich scherverflüssigende Mörtel eingesetzt werden. Die rheologische Untersuchung sollte insbesondere Aufschluss über Fließgrenze τ_0 und plastische Viskosität µ des Mörtels geben. Während die Fließfähigkeit und das Entlüftungsvermögen des zu entwickelnden Betons mit abnehmender Viskosität steigen, nimmt der Widerstand gegenüber der Sedimentation einer groben Gesteinskörnung mit sinkender Fließgrenze ab. In Ergänzung zu den rheologischen Untersuchungen liefert die Bestimmung der Druckfestigkeit an Prismen Informationen über die Festigkeitsentwicklung. Materialkennwerte von Mörteln mit günstigen Fließ- und Entlüftungseigenschaften sind der Tabelle 2 zu entnehmen.

Tab. 2: Günstige Materialkennwerte fließfähiger ultrahochfester Mörtel

plastische Viskosität µ [µNm·min]	Fließgrenze τ_0 [µNm]	Setzfließmaß sm [cm]	7-Tage-Druckfestigkeit*) [N/mm²]
1200 ÷ 1800	3500 ÷ 4500	> 30	> 120

*) nach Wasserlagerung

Wesentlich bei der Entwicklung ultrahochfester Betone ist die Verwendung eines auf den Zement abgestimmten Fließmittels. Im Rahmen einer Versuchsreihe wurden am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie nach Festlegung eines Zements (CEM I 52,5 R-HS/NA) daher insgesamt 6 Fließmittel (Polycarboxylatether, Polyacrylat) von 3 unterschiedlichen Herstellern auf ihre Wirksamkeit untersucht [6]. Zur Beurteilung der Wirksamkeit wurden bei konstant gehaltener Mörtelzusammensetzung die zuvor beschriebenen Untersuchungsmethoden herangezogen, wobei das Fließmittel auf Polyacrylat-Basis die besten rheologischen Eigenschaften bei gleichzeitig guten Festmörtelkennwerten ergab (vgl. Tabelle 3).

Tab. 3: Einfluss des Fließmittels auf die Frisch- und Festmörteleigenschaften

Fließmittel	plastische Viskosität µ [µNm·min]	Fließgrenze τ_0 [µNm]	Setzfließmaß sm [cm]	7-Tage-Druckfestigkeit[1)] [N/mm²]
A[2)]	2736	5127	29	110
B[2)]	2154	4995	32	100
C[2)]	3853	6277	27	96
D[2)]	1532	3411	34	113
E[2)]	1470	3434	34	94
F[3)]	1499	3585	37	113

[1)] nach Lagerung bei 20 °C, 65 % r. F.
[2)] Polycarboxylatether-Basis
[3)] Polyacrylat-Basis

2.2.3 Zusammensetzung ultrahochfester Betone

In einem letzten Schritt erfolgt die Optimierung des Betons ggf. unter Zugabe der groben Gesteinskörnung zum Mörtel. Wie sich herausstellte, ist die Zusammensetzung der Grobkornfraktion für die mechanischen Eigenschaften ultrahochfester Betone von untergeordneter Bedeutung, was wiederum die Notwendigkeit einer intensiven Feinstkorn- und Mörteloptimierung unterstreicht [6]. Insbesondere beim Einsatz einer groben Gesteinskörnung muss jedoch sichergestellt sein, dass der Beton nicht entmischt und weitestgehend eigenständig entlüftet. Die Beurteilung der Fließ- und Sedimentationseigenschaften kann in Anlehnung an die DAfStb-Richtlinie „Selbstverdichtender Beton“ erfolgen [12].

Entsprechend dem zuvor dargestellten Vorgehen wurden mehrere ultrahochfeste Grob- und Feinkornbetone unter Variation der Ausgangsmaterialien entwickelt [6]. Die Zusammensetzung der Betone ist Tabelle 4 zu entnehmen. Im Korngrößenbereich bis 500 µm weisen alle Betone eine identische Korngrößenverteilung auf. Ihr Frisch- und Festbetonverhalten ist in Kapitel 3 dargestellt.

Tab. 4 : Zusammensetzung der entwickelten Fein- und Grobkornbetone (Angaben in kg/m³ Beton)

Zusammensetzung	RPC	UHPC I	UHPC II	UHPC III	UHPC IV	UHPC V
Bindemittel						
CEM I 52,5 R-HS/NA	774	582	582	582	582	582
Mikrosilika	236	178	178	178	155	178
Flugasche A (d_{50} = 4 µm)	-	-	-	116	-	-
Flugasche B (d_{50} = 10 µm)	-	-	-	-	81	-
Gesteinskörnung						
Basalt 2/5 mm	-	357	357	357	357	357
Basalt 5/8 mm	-	357	-	357	357	357
Basalt 11/16 mm	-	-	357	-	-	-
Quarzsand	472	355	355	355	355	355
Quarzmehle						
Quarzmehl A (d_{50} = 80 µm)	434	326	326	326	326	326
Quarzmehl B (d_{50} = 15 µm)	175	132	132	-	72	132
Fasern						
Stahlfasern L/D = 45 (2,5 Vol.-%)	196	196	196	196	196	196
Zusatzmittel						
Fließmittel [1)]	38	29	29	29	29	29
Nanosilika-Suspension [2)]	-	-	-	-	-	15
Zugabewasser + Kennwerte						
Zugabewasser	184	137	137	137	137	129
w/z	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27
w/b	0,21[3)]	0,21[3)]	0,21[3)]	0,20[4)]	0,21[4)]	0,21[3)]

[1)] Feststoffgehalt 30 %
[2)] Feststoffgehalt 40 %
[3)] b = Zement + 1,0 · Mikrosilika
[4)] b = Zement + 1,0 · Mikrosilika + 0,4 · Flugasche

3 Herstellung ultrahochfester Grob- und Feinkornbetone

3.1 Mischen und Betonage

Der sehr hohe Feinstkornanteil ultrahochfester Betone erschwert eine Homogenisierung des Frischbetons, die allerdings Voraussetzung für das Erzielen herausragender mechanischer Eigenschaften ist. Um den Beton dennoch bestmöglich homogenisieren zu können und die Entstehung von Agglomeraten insbesondere im Feinstkornbereich zu vermeiden, ist der Einsatz von Mischern mit sehr hoher Mischintensität unerlässlich. Zusätzliche Wirbler erleichtern den Homogenisierungsprozess (vgl. Abbildung 5).

Abb. 5: Zur Herstellung ultrahochfester Betone eingesetzter Intensivmischer

Die unten wiedergegebene Reihenfolge bei der Zugabe der Ausgangsstoffe zur Herstellung fließfähiger ultrahochfester Betone hat sich bewährt [6]:

- intensives Vormischen der trockenen Ausgangsstoffe
- Wasserzugabe
- Zugabe von 75 % der vorgesehenen Fließmittelmenge
- Faserzugabe
- Zugabe des restlichen Fließmittels

Hieraus resultiert eine Mischdauer von etwa 6 Minuten, die eine ausreichende Homogenisierung des Frischbetons gewährleistet. Eine Verlängerung der Mischzeit kann eine starke Erwärmung und somit ein beschleunigtes Ansteifen des Frischbetons zur Folge haben.

Die Verwendung von Nanosilika-Suspensionen erfordert die Beachtung besonderer Maßnahmen. Eine Zugabe mit dem Anmachwasser kann aufgrund der stark wasserbindenden Wirkung von nanosilikatischen Zusätzen zu einem starken Rückgang der Frischbetonkonsistenz führen. Um die Konsistenz möglichst wenig zu beeinflussen, sollte die Suspension vor der Zement-, Mikrosilika- oder Wasserzugabe auf die Zuschläge dosiert und kurz untergemischt werden.

Da infolge eines intensiven Mischvorgangs Luftporen in den Frischbeton eingetragen werden, ist es vor allem bei zähen ultrahochfesten Betonen von Vorteil, den Luftgehalt durch Anlegen eines Vakuums zu reduzieren. Darüber hinaus führt eine mechanische Verdichtung zu einer Minimierung des Luftgehalts, wodurch die erforderliche Homogenität sichergestellt werden kann.

3.2 Frischbetonverhalten

Die Beurteilung des Fließ- und Entlüftungsverhaltens fließfähiger ultrahochfester Betone kann in Anlehnung an die DAfStb-Richtlinie „Selbstverdichtender Beton“ erfolgen [12]. Die Untersuchung umfasst die Bestimmung des Setzfließmaßes sm und der zugehörigen Fließzeit t_{500}, also der Zeit, die der Beton nach dem Ausfließen aus dem Konus zum Erreichen eines Durchmessers von 50 cm benötigt. Prinzipiell zeigen ultrahochfeste Feinkornbetone ein größeres Fließvermögen als Grobkornbetone.

Ein weiteres wichtiges Merkmal bei der Herstellung ultrahochfester Betone ist die Temperatur T des Frischbetons nach Mischende. Diese sollte einen Wert von 26 °C nicht überschreiten, um einem frühzeitigen Ansteifen des Betons entgegenzuwirken. Grundsätzlich erreicht die Frischbetontemperatur ultrahochfester Grobkornbetone bei gleicher Temperatur der Ausgangsstoffe höhere Werte als bei Feinkornbetonen. Dies ist maßgeblich darauf zurückzuführen, dass bei Verwendung einer groben Gesteinskörnung beim Mischvorgang mehr Reibungsenergie in den Beton eingetragen wird. Ferner nimmt die Frischbetontemperatur mit steigender Zähigkeit der Mischung zu.

Die Frischbetonkennwerte der Betone RPC sowie UHPC I bis V (Zusammensetzung siehe Kapitel 2.2) sind im Vergleich zu typischen Kennwerten selbstverdichtender Betone (SVB) in Tabelle 5 zusammengestellt. Außer den Betonen RPC (sm >> 80 cm) und UHPC V (t_{500} >> 10 sec) zeigen alle ultrahochfesten Betone ähnliche Eigenschaften wie selbstverdichtender Beton.

Tab. 5: Frischbetonkennwerte ultrahochfester Betone im Vergleich zu SVB

Betonart	Temperatur T [°C]	Setzfließmaß sm [cm]	Fließzeit t_{500} [sec]
RPC	23,3	92,0	2
UHPC I	25,5	74,0	12
UHPC II	25,5	78,5	8
UHPC III	25,5	76,0	8
UHPC IV	25,7	77,0	8
UHPC V	26,3	70,0	25
SVB	ca. 23	60 ÷ 80	< 10

Die Frischbetontemperatur der ultrahochfesten Grobkornbetone lag bei 26 °C, während der Feinkornbeton RPC mit 23,3 °C erwartungsgemäß eine leicht geringere Temperatur aufwies. Mit einem Setzfließmaß von 92,0 cm war der Beton RPC deutlich fließfähiger als die untersuchten Grobkornbetone UHPC I bis V, deren Setzfließmaß im Bereich zwischen 70,0 und 78,5 cm lag. Auch die Fließzeit t_{500} des Betons RPC lag mit 2,0 Sekunden weit unterhalb derjenigen der Grobkornbetone. Der Beton UHPC V, der sich vom Beton UHPC I lediglich durch den Zusatz einer Nanosilika-Suspension unterschied, war mit einem Setzfließmaß von 70,0 cm und einer Fließzeit t_{500} von 25 Sekunden merklich steifer als die übrigen Grobkornbetone. Somit hatte die Nanosilika-Zugabe einen deutlichen Rückgang der Frischbetonkonsistenz zur Folge, die mit einer Verschlechterung der eigenständigen Entlüftung einherging. Die Verwendung der Flugaschen A (UHPC III) bzw. B (UHPC IV) hingegen wirkte sich günstig auf die Fließfähigkeit aus, was sich in einer Zunahme des Setzfließmaßes sowie einer Abnahme der Fließzeit t_{500} niederschlug. Die Verwendung der Basaltkörnung mit einem Größtkorn von 16 mm im UHPC II erwies sich als problematisch. Auch hier war eine Zunahme des Setzfließmaßes sowie eine Abnahme der Fließzeit t_{500} zu verzeichnen, jedoch war im Gegensatz zu den übrigen Grobkornbetonen ein Absetzen der groben Gesteinskörnung zu beobachten (Abbildung 6).

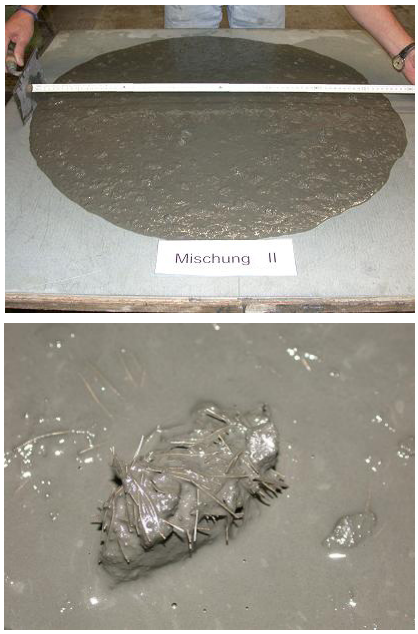


Abb. 6: Setzfließmaß des Betons UHPC II (oben) mit sedimentiertem Grobkorn (Detail, unten)

Um die Sedimentation der groben Gesteinskörnung zu verhindern, ist der Einsatz einer Nanosilika-Suspension bei gleichzeitigem Einsatz von Körnungen mit einem Größtkorn von mehr als 8 mm denkbar.

3.3 Nachbehandlung des Frisch- und Festbetons

Bei UHPC besteht aufgrund des geringen Wassergehalts die Gefahr einer Austrocknung und demzufolge einer Rissbildung der Frischbetonoberfläche. Es entsteht eine so genannte „Elefantenhaut“. Um die Bildung einer „Elefantenhaut“ zu vermeiden, sollten daher unmittelbar nach dem Betonieren Nachbehandlungsmaßnahmen vorgesehen werden. Hierzu eignen sich insbesondere solche Methoden, die den Beton zuverlässig feucht halten. Aber auch das Abdecken mit Folien oder das Besprühen mit speziellen Nachbehandlungsmitteln bieten einen wirksamen Schutz vor Austrocknung.

Die Nachbehandlung des Betons durch Wärme und ggf. Druck stellt eine effektive Methode zur Steigerung der Betonfestigkeit dar. Während bei Nachbehandlungstemperaturen von 20 °C Druckfestigkeiten im Bereich von 150 bis 190 N/mm² erreicht werden, führt eine Wärmebehandlung bei 90 °C zu Druckfestigkeiten bis etwa 250 N/mm². Durch die Kombination von Wärme- und Druckbeaufschlagung lassen sich schließlich Festigkeiten von weit mehr als 400 N/mm² erzielen. Für baupraktische Anwendungen werden für eine thermische Nachbehandlung des Festbetons in der Regel Temperaturen zwischen 90 °C und 250 °C gewählt, die über einen Zeitraum von mindestens 48 Stunden gehalten werden. Zu beachten ist, dass ein zu schnelles Aufheizen oder Abkühlen des Betons Gefügeschäden verursachen kann. Bewährt hat sich eine Aufheizrate von 12 °C/Stunde bei einer Abkühlrate von etwa 6 °C/Stunde, siehe z. B. [6]. Das Austrocknen der Proben während der Temperaturbeaufschlagung sollte durch Feuchtigkeitszufuhr vermieden werden. Der Festigkeitszuwachs ist zum einen auf eine Zunahme der festigkeitssteigernden CSH-Phasen infolge der in Kapitel 2 beschriebenen Hydrothermalreaktion zurückzuführen. Darüber hinaus trägt auch ein Rückgang der Kapillarporosität zum Festigkeitsgewinn bei.

4 Mechanische Eigenschaften

Die Druckfestigkeit und der Elastizitätsmodul ultrahochfester Grobkornbetone liegt bei gleicher Mörtelzusammensetzung in der Regel höher als die Druckfestigkeit der Feinkornbetone. Die Biegezugfestigkeit hängt hingegen vor allem von der verwendeten Faserart und -geometrie ab und ist somit weitgehend unabhängig vom Größtkorn.

Die Betone RPC und UHPC I bis V (Zusammensetzung siehe Kapitel 2.2) wurden im Betonalter von 7 bzw. 28 Tagen bezüglich ihrer Druckfestigkeit, Biegezugfestigkeit und des Elastizitätsmoduls untersucht. Die Druckfestigkeit wurde an Zylindern (d/h = 150/300 mm) bzw. an Würfeln (Kantenlänge 150 mm), die Biegezugfestigkeit an Balken (100/100/570 mm) ermittelt. Die Bestimmung des

Elastizitätsmoduls erfolgte an Zylindern (d/h = 150/300 mm).

Um eine weitgehend vollständige Entlüftung zu gewährleisten, wurden die Probekörper 30 Sekunden lang mit einem Innenrüttler (50 bis 60 Hz) verdichtet. Der Beton UHPC II wurde lediglich 20 Sekunden lang verdichtet, um die Sedimentation der Kornfraktion 11/16 mm nicht zu begünstigen. Die Betone wurden nach der Probekörperherstellung mit feuchter Jute und PE-Folie abgedeckt und im Alter von einem Tag entschalt. Teilweise wurden die Probekörper ab einem Betonalter von 3 Tagen einer 3-tägigen Wärmebehandlung bei 90 °C unterzogen. Die Aufheizrate des Ofens betrug etwa 12 °C/Stunde, die Abkühlrate etwa 6 °C/Stunde. Die gewonnenen Festigkeitsergebnisse sind Tabelle 6 zu entnehmen.

Tab. 6: Festbetonkennwerte der Betone RPC und UHPC I bis V

Beton	Festigkeit				E-Modul
	$f_{cm,cyl,90°C,7}$ [1)]	$f_{cm,cube,90°C,28}$ [2)]	$f_{cm,cube,28}$ [3)]	$f_{cf,28}$ [3)]	$E_{c,28}$ [3)]
RPC	-	222 (3,4)	177 (1,8)	25,3 (1,8)	45660 (549)
UHPC I	233 (4,7)	251 (3,1)	190 (3,3)	24,2 (0,5)	52500 (708)
UHPC II	227 (8,8)	-	-	-	-
UHPC III	207 (6,6)	-	-	-	-
UHPC IV	215 (18,3)	-	-	-	-
UHPC V	220 (3,9)	-	-	-	-

Werte in Klammern: Standardabweichung [N/mm²]

Lagerung bis zur Prüfung:
1) 20 °C, 100 % r. F. (2 Tage), 90 °C, 100 % r. F. (3 Tage)
2) 20 °C, 100 % r. F. (2 Tage), 90 °C, 100 % r. F. (3 Tage), 20 °C, 100 % r. F. (21 Tage)
3) 20 °C, 100 % r. F. (28 Tage)

Die 28-Tage-Druckfestigkeit des Grobkornbetons UHPC I lag mit 190 N/mm² nach Wasserlagerung ($f_{cm,cube,28}$) um 7 % höher als die Festigkeit des in der Mörtelzusammensetzung identischen Feinkornbetons RPC. Durch die Wärmebehandlung ($f_{cm,cube,90°C,28}$) konnte die Druckfestigkeit des Betons RPC auf 222 N/mm² und die Festigkeit des Grobkornbetons auf 251 N/mm² gesteigert werden, was einer Zunahme von 25 bzw. 32 % entspricht.

Die Zugabe der Nanosilika-Suspension (UHPC V) führte im Vergleich zum ansonsten identisch zusammengesetzten Beton UHPC I zu einem leichten Rückgang der Druckfestigkeit um 6 % nach Wärmebehandlung ($f_{cm,cyl,90°C,7}$). Dies steht in direktem Zusammenhang mit dem in Kapitel 3.2 beschriebenen Konsistenzverlust und dem damit verbundenen Rückgang der selbstverdichtenden Eigenschaften. Der Austausch der Kornfraktion 5/8 mm durch die Fraktion 11/16 mm (UHPC II) führte zu keinem signifikanten Festigkeitsverlust. Der Einsatz der Flugaschen A (UHPC III) bzw. B (UHPC IV) hingegen zog einen leichten Abfall der Druckfestigkeit von etwa 11 bzw. 8 % nach sich. Dies ist maßgeblich auf die Substitution des reaktiven Mikrosilikas und des Quarzmehls B zurückzuführen, die sich vor allem bei thermischer Nachbehandlung des Betons intensiver als die Flugaschen an der Festigkeitsentwicklung beteiligen.

Die Biegezugfestigkeit $f_{cf,28}$ des Feinkornbetons RPC betrug 25,3 N/mm² (Balken 100/100/570 mm) und wich somit erwartungsgemäß nur unwesentlich von derjenigen des Betons UHPC I ab. Der Elastizitätsmodul $E_{c,28}$ des Betons UHPC I lag mit 52500 N/mm² um 15 % höher als der E-Modul des Feinkornbetons (45660 N/mm²).

5 Struktur und Dauerhaftigkeit

Ultrahochfeste Betone zeichnen sich nicht nur durch außerordentlich hohe Betonfestigkeiten, sondern auch durch eine sehr dichte Mikrostruktur aus. Durch eine Nachbehandlung des Festbetons unter Wärmezufuhr wird die Porosität des Zementsteins auf Werte unter 4 Vol.-% gesenkt. Die außerordentlich geringe Kapillarporosität reduziert die Wegsamkeit für aggressive Medien in den Beton, so dass korrosive Vorgänge nur noch eingeschränkt ablaufen können. Ultrahochfeste Betone zeigen somit im Vergleich zu normal- oder hochfesten Betonen einen erhöhten Widerstand gegenüber schädigenden Angriffen.

5.1 Porenraum

Der Porenraum der Betone RPC und UHPC I sowie eines C30/37 wurde mit Hilfe der Quecksilber-Druck-Porosimetrie untersucht. Die Untersuchung wurde an einem Granulat der Korngröße 2 bis 4 mm durchgeführt, das der Mörtelmatrix der Betone entnommen wurde. Alle Granulate wurden vor ihrer Prüfung bei 105 °C ofengetrocknet. Der gewählte maximale Intrusionsdruck für das Quecksilber betrug bei den ultrahochfesten Betonen 412 N/mm², beim Beton C30/37 jedoch nur 206 N/mm². Für die Auswertung der Messung wurde ein Kontaktwinkel von 141,3 ° für das ofentrockene Granulat sowie eine Oberflächenspannung des Quecksilbers von 485 mN/m² angesetzt. Abbildung 7 zeigt die zugehörigen Porenradienverteilungen und Summenporenvolumina, aus Tabelle 7 gehen die zugehörigen Porositäten hervor.

Tab. 7: Porosität der ultrahochfesten Betone RPC und UHPC I sowie eines Betons C30/37

Beton	Gesamtporosität [Vol.-%]	Kapillarporosität [Vol.-%]
RPC, wassergelagert	7,8	3,2
RPC, wärmebehandelt	3,0	1,6
UHPC I, wassergelagert	7,9	5,4
C30/37	14,5	13,5

Die Gesamtporosität der wassergelagerten ultrahochfesten Betone RPC und UHPC I betrug mit 7,8 bzw. 7,9 Vol.-% nur etwa die Hälfte der Porosität des normalfesten Betons C30/37 (14,5 Vol.-%). Dabei ist noch zu berücksichtigen, dass der Hg-Intrusionsdruck bei der Porositätsmessung nur halb so groß wie bei den ultrahochfesten Betonen war. Infolge einer Wärmebehandlung des Betons RPC (90 °C, 3 Tage) konnte die Gesamtporosität weiter auf 3,0 Vol.-% gesenkt werden. Ultrahochfeste Betone zeigen somit eine deutlich geringere Gesamtporosität als normalfeste Betone.

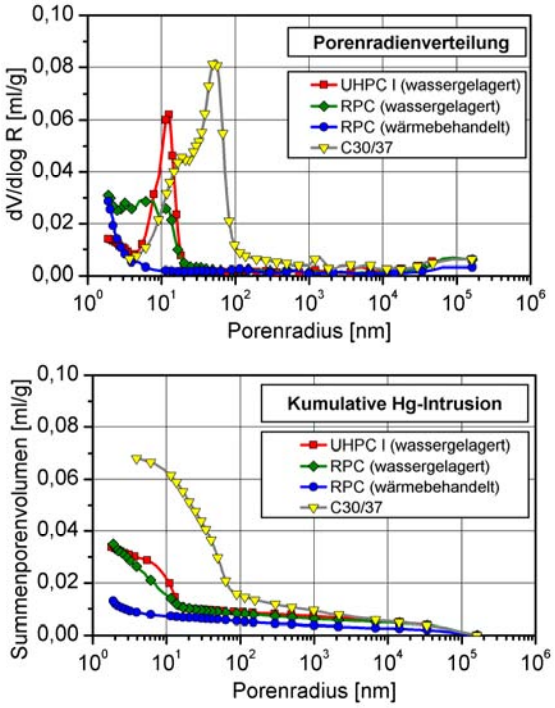


Abb. 7: Porenradienverteilung (oben) und Summenporenvolumen (unten) der untersuchten Betone UHPC I, RPC und C30/37

Insbesondere jedoch im Kapillarporenbereich (Porenradius > 10 nm) ist eine starke Reduktion des Porenraumes zu verzeichnen. Während die Kapillarporosität beim normalfesten Beton bei 13,5 Vol.-% lag, betrug die Kapillarporosität bei den ultrahochfesten Betonen lediglich 5,4 (UHPC I) und 3,2 Vol.-% (RPC). Beim wärmebehandelten RPC war ein Rückgang der Kapillarporosität auf 1,6 Vol.-% zu verzeichnen.

Vor allem eine thermische Nachbehandlung führt somit zu ultrahochfesten Betonen mit minimalem Porenraum und maximalem Korrosionswiderstand.

5.2 Transportkennwerte

Der geringe Kapillarporenanteil in ultrahochfestem Beton verhindert Transportprozesse fast vollständig. Somit ist z. B. der Eintrag von Flüssigkeiten, die schädliche Substanzen in den Beton hineintransportieren oder bei tiefen Temperaturen zu einer Frostschädigung führen können, nur noch sehr eingeschränkt möglich.

Im Rahmen eines Forschungsprojekts zur Dauerhaftigkeit ultrahochfester Betone wurde der Aufnahmekoeffizient einer 3-prozentigen NaCl-Lösung in Anlehnung an DAfStb-Heft 422 [13] erfasst. Die Ergebnisse sind in Tabelle 8 dargestellt.

Tab. 8: Aufnahmekoeffizienten $w_{24,NaCl}$ der Betone RPC, UHPC I und C30/37

Beton	Aufnahmekoeffizient $w_{24,NaCl}$ [kg/(m^{2}h^{0,5})]
RPC, wassergelagert	0,08
UHPC I, wassergelagert	0,07
UHPC I, wärmebehandelt	0,03
C30/37	0,47

Hiernach ergab sich ein Aufnahmekoeffizient $w_{24,NaCl}$ von 0,08 kg/(m^2·h^{0,5}) für den ultrahochfesten Feinkornbeton RPC, der fast identisch war mit dem Aufnahmekoeffizienten für den Grobkornbeton UHPC I (0,07 kg/(m^2·h^{0,5})). Infolge einer 3-tägigen Wärmebehandlung bei 90 °C konnte der Aufnahmekoeffizient um mehr als die Hälfte auf 0,03 kg/(m^2·h^{0,5}) gesenkt werden. Zum Vergleich wurde ferner die NaCl-Aufnahme eines normalfesten Betons C30/37 erfasst, die mit 0,47 kg/(m^2·h^{0,5}) wesentlich höher lag als bei den ultrahochfesten Betonen.

Neben dem Transport von Flüssigkeiten setzt die sehr geringe Kapillarporosität ultrahochfester Betone auch dem Transport von Gasen einen erheblichen Widerstand entgegen. Der Permeabilitätskoeffizient für Sauerstoff liegt bei ultrahochfesten Betonen etwa im Bereich von 10^{-18} bis 10^{-19} m². Für faserlose oder wärmebehandelte ultrahochfeste Betone liegt der Permeabilitätskoeffizient bei etwa 10^{-20} m² oder gar darunter [6]. Im Vergleich dazu besitzen normalfeste Betone Permeabilitätskoeffi-

zienten im Bereich von 10^{-15} bis 10^{-17} m², hochfeste Betone weisen Permeabilitätskoeffizienten zwischen 10^{-16} und 10^{-18} m² auf.

Es hat sich gezeigt, dass insbesondere bei faserbewehrten ultrahochfesten Betonen die Ergebnisse der Permeabilitätsprüfung des Betons maßgeblich durch die Prüfkörpergeometrie beeinflusst werden (vgl. Tabelle 9) [6].

Um zu vermeiden, dass sich ein erhöhter Durchfluss entlang der Verbundzone zwischen Fasern und Zementsteinmatrix einstellt, sollte die Höhe des Probekörpers größer sein als die Länge der eingesetzten Faserbewehrung. Darüber hinaus muss die Probekörperhöhe so gewählt werden, dass eine Rissbildung des spröden Betons während der Permeabilitätsprüfung vermieden wird.

Tab. 9: Permeabillitätskoeffizient des Betons UHPC V in Abhängigkeit von der Scheibenhöhe

UHPC V[1)]	Scheibenhöhe [mm]	Permeabilitätskoeffizient K [m²]
mit Fasern[2)]	5	$4{,}5 \cdot 10^{-12}$
	10	$1{,}9 \cdot 10^{-19}$
ohne Fasern	5	Rissbildung bei 3 bar
	10	$< 10^{-20}$ [3)]

[1)] Scheibendurchmesser = 75 mm; Lagerung nach der Herstellung: 20 °C, 100 % r. F. (28 Tage) Lagerung bis zur Prüfung: 20 °C, 65 % r. F.
[2)] Stahlfasern, L = 8 mm, D = 0,175 mm (2,5 Vol.-%)
[3)] kein Durchfluss bis 6,0 bar

5.3 Angriff mineralsaurer Wässer

Im Rahmen des zuvor erwähnten Forschungsprojekts zur Dauerhaftigkeit ultrahochfester Betone wird ferner das Korrosionsverhalten beim Angriff mineralsaurer Wässer (pH 3 und pH 5) untersucht. Das Zurückdrängen der Lösungsreaktion infolge einer ansteigenden Ionenkonzentration konnte hierbei durch einen häufigen Austausch des Angriffsmediums (salzsaures Wasser) vermieden werden. Mit Hilfe von Titratoren wurde der pH-Wert des mineralsauren Wassers konstant gehalten. Die Berechnung der Schädigungstiefe in der Betonrandzone des Betons erfolgte anhand der gelösten Calciummasse. Die Ergebnisse wurden mit dem Korrosionsverhalten eines Betons C30/37 verglichen, das bereits im Vorfeld untersucht worden war [14].

Die resultierenden Korrosionstiefen für die ultrahochfesten Betone UHPC I und RPC und einen normalfesten Beton C30/37 sind in Abhängigkeit von der Zeit in Abbildung 8 gegeben.

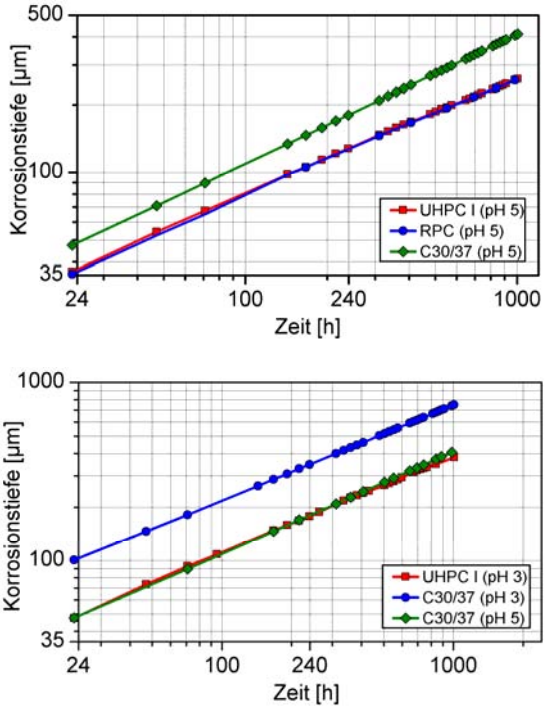


Abb. 8: Korrosionstiefen verschiedener Betone in mineralsauren Wässern (oben: pH 5, unten: pH 3)

Nach 42-tägigem Säureangriff bei pH 5 wurde beim normalfesten Beton C30/37 eine Korrosionstiefe von 413 µm ermittelt. Die beiden ultrahochfesten Betone zeigten eine nahezu identische Entwicklung der Korrosionstiefe, die schließlich nach 42 Tagen 261 µm betrug und somit um etwa 40 % geringer war als beim C30/37. Der Säureangriff bei pH 3 führte beim C30/37 zu einer Erhöhung der Korrosionstiefe um etwa 80 % auf 751 µm, wohingegen beim Beton UHPC I lediglich eine Zunahme von 46 % auf 381 µm zu beobachten war. Der ultrahochfeste Beton UHPC I setzt somit einem salzsauren Angriff bei pH 3 einen ähnlichen Widerstand entgegen wie der normalfeste Beton C30/37 einem Angriff bei pH 5 (vgl. auch Abbildung 8).

6 Anwendungen

Ultrahochfeste Betone zeichnen sich zum einen durch herausragende mechanische Eigenschaften und zum anderen durch ihre außergewöhnlich hohe Dauerhaftigkeit aus. Somit eignen sie sich vor allem für den Einsatz in solchen Bauteilen, die einer hohen lastinduzierten oder korrosiven Beanspruchung ausgesetzt sind. So lassen sich zum Beispiel weit gespannte Brücken mit geringen Querschnitten realisieren, wie die im Jahr 2002 erbaute Seonyu-Fußgängerbrücke. Mit einer Spannweite von 120 m bei einer Plattendicke von nur 30 mm stellt sie das Verbindungselement zwischen der Stadt Seoul und der Insel Sunyudo dar (Abbildung 9).

Abb. 9: Seonyu-Fußgängerbrücke in Seoul (Foto: Lafarge)

Die Herstellung schlanker Bauteile bietet nicht nur unter ästhetischen Gesichtspunkten Vorteile. Im Hochbau können z. B. schlanke Stützen auch einen erheblichen Raumgewinn bedeuten und zu einer signifikanten Verminderung des Eigengewichts der Konstruktion führen. Ein weiteres Einsatzfeld ist die Anwendung ultrahochfester Betone für hoch belastete Einzelbauteile wie Konsolen oder Ankerplatten. Im Bereich des Tresor- oder Panzerschrankbaus bietet ultrahochfester Beton außerdem einen wirksamen Schutz vor Gewalteinwirkung.

Aufgrund seiner hohen Dichtigkeit eignet sich ultrahochfester Betone unter anderem für frostgefährdete Außenbauteile. Auch die Korrosionsbeständigkeit von Bauteilen, die in Kontakt zu stark korrosiven Medien stehen, wie zum Beispiel Kanalrohre oder auch Offshore-Bauwerke (Abbildung 10), wird durch den Einsatz von ultrahochfestem Beton deutlich erhöht.

Abb. 10: Offshore-Bauwerk mit Verstärkung der Spritzwasserzone aus ultrahochfestem Beton (Foto: Densit)

Ultrahochfester Beton ist somit ein innovativer Baustoff, der auch Anwendungen ermöglicht, die mit konventionellen Betonen bisher nicht realisierbar waren. Vor allem aber ist zu erwarten, dass sich die Lebensdauer unterhaltsintensiver Ingenieurbauwerke bei gleichzeitiger Verminderung des Unterhaltungsaufwandes erheblich verlängern wird.

7 Literatur

[1] DIN 1045-2: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften und Konformität. Anwendungsregeln zur DIN EN 206-1. Beuth Verlag, Berlin, 2001

[2] Richard, R.: Reactive Powder Concrete: A New Ultra-High-Strength Cementitious Material. In: Proceedings of the 4th International Symposium on Utilisation of High-Strength/High-Performance Concrete, De Larrard, F., Lacroix, R. (Hrsg.), Paris, Frankreich, 1996, S. 1343-1349

[3] Schmidt, M.: Ultra-Hochleistungsbeton – Ausgangsstoffe, Eigenschaften und Leistungsfähigkeit. In: Ultrahochfester Beton. Planung und Bau der ersten Brücke mit UHPC in Europa, Schmidt, M., Fehling, E. (Hrsg.), Kassel, 2003, S. 5-20

[4] Schumpa, C.: Charakterisierung des Porenraumes von ultrahochfestem Beton. Diplomarbeit, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH), Karlsruhe, 2004

[5] König, R., Wagner, J. P.: Mikrosilica. Baustoff aus der Zukunft. Firmenschrift Fa. Woermann, Dortmund, 1999

[6] Scheydt, J. C.: Dauerhaftigkeitskenngrößen von ultrahochfestem Beton. Diplomarbeit, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH), Karlsruhe, 2004

[7] Richard, P., Cheyrezy, M.: Composition of Reactive Powder Concretes. Cement and Concrete Research, Vol. 25, 1995, S. 1501-1511

[8] Schneider, U., Horvath, J., König, G., Dehn, F.: Materialverhalten von ultrahochfesten Betonen (UHPC). Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 96, Heft 7, 2001, S. 468-477

[9] Puntke, W.: Wasseranspruch von feinen Kornhaufwerken. Beton, Vol. 52, Heft 5, 2002, S. 242-248

[10] Andreasen, A. H. M., Andersen, J.: Ueber die Beziehung zwischen Kornabstufung und Zwischenraum in Produkten aus losen Körnern (mit einigen Experimenten). Kolloid-Zeitung, Vol. 50, 1930, S. 217-228

[11] Bornemann, R., Schmidt, M.: The Role of Powders in Concrete. In: Proceedings of the 6th International Symposium on High Strength/High Performance Concrete, Vol. 1, König, G., Dehn, F., Faust, T. (Hrsg), Leipzig, Deutschland, 2002, S. 863-872

[12] DAfStb-Richtlinie Selbstverdichtender Beton. Ausgabe 11, Beuth Verlag, Berlin, 2003

[13] DAfStb-Heft 422: Prüfung von Beton. Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048. Beuth Verlag, Berlin, 1991

[14] Herold, G.: Korrosion zementgebundener Werkstoffe in mineralsauren Wässern. Dissertation, Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Heft 36, Universität Karlsruhe (TH), Karlsruhe, 1999

Textilbewehrter Beton – ein neuer Verbundwerkstoff

Wolfgang Brameshuber

Zusammenfassung

Als konsequente Entwicklung hat sich aus dem sogenannten Ferrozement in den vergangenen Jahren der textilbewehrte Beton zu einem sehr leistungsfähigen Verbundwerkstoff hervorgetan. Die Vorteile im Vergleich zu stahlbewehrtem Beton liegen in der Dünnwandigkeit des textilbewehrten Betons mit Wandstärken zwischen 10 und 30 mm. Da ein Korrosionsschutz der Bewehrung durch die Betondeckung nicht mehr erforderlich ist, lässt sich die Textilbewehrung wenige mm unterhalb der Oberfläche anordnen. Als Materialien kommen entweder AR-Gläser oder Carbon zum Einsatz. Unter Verwendung sehr feinkörniger Betone mit verhältnismäßig hohen Druckfestigkeiten und Beachtung besonderer Fragestellungen bzgl. des Verbundes zwischen Matrix und Textil gelingt es, einen Verbundwerkstoff mit hoher Leistungsfähigkeit, z. B. für bauteilintegrierte Schalungen, filigrane Bauteile, dichte Behälter, Fassadenelemente oder auch Abdichtungen gegen drückendes Wasser zu verwenden. In diesem Beitrag sollen die Komponenten des Textilbetons aufgezeigt und Anwendungsbeispiele beschrieben werden.

1 Allgemeines

Die Bedeutung des nachhaltigen Einsatzes von Baustoffen ganz allgemein, im vorliegenden Fall von zementgebundenen Werkstoffen und Verbundwerkstoffen, zur Erzielung optimaler ökologischer, ökonomischer und sozialer Aspekte wird in der nächsten Zukunft größer. Daher werden sich Entwicklungen bei Bauwerken konzentrieren auf die Schonung von Ressourcen beim Einsatz der Baustoffe, einmal um den Energieverbrauch insgesamt zu reduzieren, andererseits um die Wiederverwendung von Material wie auch Bauteil bei optimierter Querschnittsgeometrie zu ermöglichen. Insbesondere der letzte Aspekt kann direkt verbunden werden mit der Verwendung von Verbundwerkstoffen. Aus diesem Grund wurde in den letzten Jahren der sehr innovative Verbundwerkstoff textilbewehrter Beton entwickelt. Die Grundidee besteht in der Produktion extrem dünnwandiger Elemente mit hoher Zugtragfähigkeit und gleichzeitig hoher Dauerhaftigkeit bei minimiertem Gewicht.

Der vorliegende Beitrag soll ein wenig die Komplexität des textilbewehrten Betons aufzeigen und Anwendungsbeispiele mit realisierten Projekten darstellen. Die Entwicklung des Verbundwerkstoffes erfolgt nun bereits seit mehreren Jahren im Rahmen eines Sonderforschungsbereiches (SFB 532) an der RWTH Aachen, gefördert durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG). Die behandelten Themen in 17 Projekten zeigt Bild 1, wo die einzelnen Komponenten dargestellt sind.

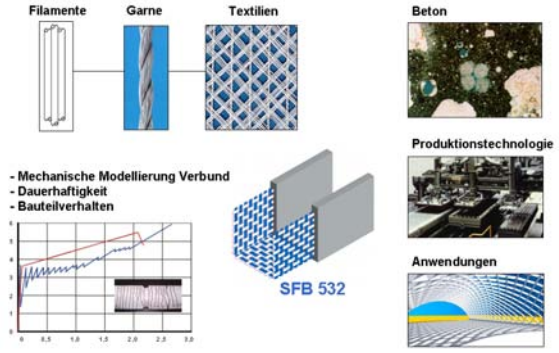


Abb. 1: Darstellung des Sonderforschungsbereiches Textilbewehrter Beton

2 Grundsätzliche Fragestellungen bei textilbewehrtem Beton

Textilbewehrter Beton besteht aus technischen Textilien und der sie umgebenden Matrix. Die Textilien werden aus Garnen, die wiederum aus einer Vielzahl von Filamenten bestehen, hergestellt. Die Produktion der Textilien, die Art der Garne wie auch natürlich der Verbund zwischen den Filamenten/Garnen und der Matrix beeinflussen die Eigenschaften des Verbundwerkstoffes erheblich. Aber auch die Matrix selbst steuert den Verbund. Die Zugtrageigenschaften der Matrix beeinflussen insbesondere die Gebrauchstragfähigkeit und sind daher, z. B. über bruchmechanische Betrachtungen, zu beschreiben. Daneben haben auch die Produktionsverfahren, die derzeit noch zum Teil in der Entwicklung stehen, einen Einfluss auf die Eigenschaften des Verbundwerkstoffes. Es war daher nur konsequent, einen

entsprechenden Sonderforschungsbereich einzurichten.

Dank des SFB konnten die Entwicklungen in relativ kurzer Zeit sehr intensiv vorangetrieben werden. Das Interesse an diesem Verbundwerkstoff ist auch von internationaler Seite sehr hoch. Daher wurde im Juli 2002 ein Arbeitskreis von RILEM gegründet (TC 201-TRC), der bis Ende 2005 einen Sachstandsbericht erarbeitet hat. Dieser wird Mitte 2006 der Öffentlichkeit zur Verfügung gestellt. Besonders hervorzuheben ist, dass durch die internationale Arbeit die Erfahrungen auf dem Gebiet des Ferrozements unmittelbar mit einfließen.

2.1 Verbund zwischen Filament und Matrix bzw. Roving und Matrix

Zur Erstellung von Bemessungsregeln für den textilbewehrten Beton muss man sich auch mit dem Verbundverhalten zwischen Filament und Matrix auseinandersetzen. Die Filamente haben jedoch lediglich einen Durchmesser von 14 bis 28 µm. Daher war es erforderlich, entsprechende Prüfeinrichtungen zur Durchführung von Filament-Ausziehversuchen zu entwickeln. Gleichzeitig sollte die Filamentoberfläche der AR-Glas-Filamente durch Auftrag von entsprechenden Schlichten oder durch eine Behandlung mit Plasma [1, 2] verändert werden. Die Plasmabehandlung führt zu einer Erhöhung des Adhäsionsverbundes, allerdings leider auch zu einer reduzierten Duktilität, die eher ein sprödes Materialverhalten des Verbundwerkstoffes erwarten lässt. Bild 2 links zeigt den Vergleich zwischen einem unbehandelten und mit Plasma behandelten Filament im Ausziehversuch. Auf der rechten Seite von Bild 2 ist der Vergleich zwischen einem Filament aus Carbon und aus AR-Glas dargestellt.

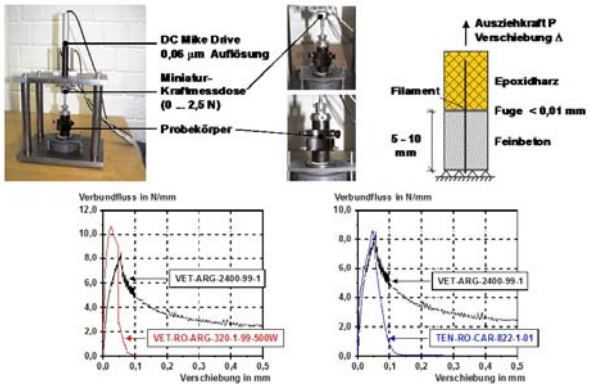


Abb. 2: Ausziehversuche an Filamenten [3]

Der Verbund zwischen Matrix und Garn ist extrem komplex. Die Prinzipien eines Verbundversagens werden durch die Bilder 3 und 4 für ein sogenanntes Multifilament-Garn verdeutlicht.

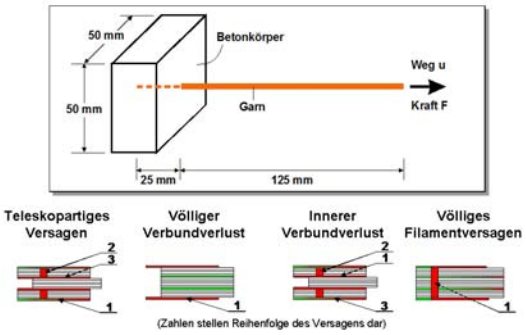


Abb. 3: Schematische Darstellung des Verbundversagens

So wurde mit Hilfe der konfokalen Lasermikroskopie (LSM) eine topographische Aufnahme der Probe vor dem Ausziehversuch und danach angefertigt. Mit dieser Methode kann der komplexe teleskopartige Versagensverlauf dargestellt werden. Gleichzeitig helfen Rasterelektronenmikroskopieaufnahmen (REM), diese Untersuchungen zu untermauern. Besondere Bedeutung kommt dem Durchleuchtungsversuch (FILT) zu, mit dem während eines Ausziehversuchs der Anteil an noch aktiven Filamenten exakt bestimmt werden kann. Die Modellierung des Verbundverhaltens unter Nutzung der beschriebenen Versuchsmethoden ist in [4] dargestellt.

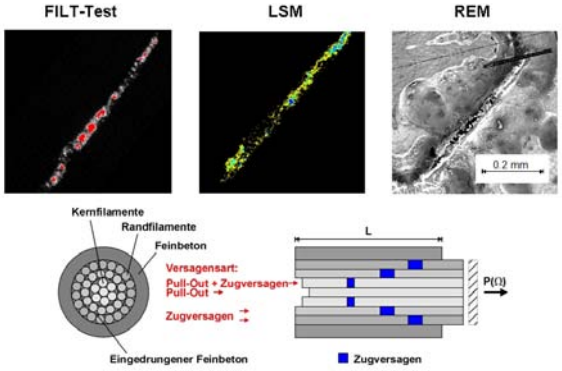


Abb. 4: Anwendung unterschiedlicher Versuchsmethoden zur Visualisierung des Verbundversagens

Erst durch diese Untersuchungen wurden beispielsweise die häufig beobachteten Streuungen von Ausziehversuchen von in einer Betonmatrix eingebetteten Multifilamentgarnen erklärt. Derartige Erscheinungen sind dann in den Bemessungsmodellen über z. B. Sicherheitsbeiwerte zu berücksichtigen.

2.2 Garnentwicklungen

Ein wesentlicher Nachteil von Multifilament-Garnen ist der unzureichende innere Verbund der Filamente, besonders für dicke Garne, in die die Matrix nicht vollständig eindringen kann. Diese inneren Filamente beteiligen sich dann nicht an der Tragfähigkeit. Daher gibt es zur Zeit Bestrebungen, durch Modifikation

der Matrix bzw. der Produktionsverfahren das Eindringverhalten des Feinbetons in das Garn zu verbessern. Auf der Textilseite werden neue Garne entwickelt, wie z. B. das Friktionsspinnhybridgarn oder die sogenannten kablierten Garne. Beispiele hierfür sind in Bild 5 dargestellt.

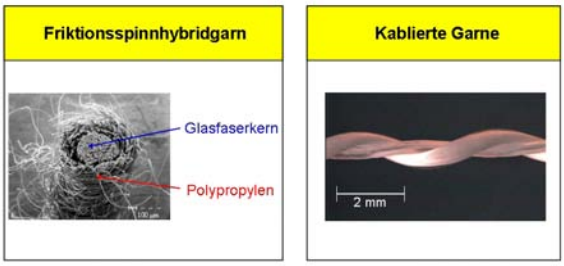


Abb. 5: Innovative Entwicklungen neuer Garne [5]

Bei dem Friktionsspinnhybridgarn besteht zum einen die Möglichkeit der Kombination verschiedener Kernmaterialien, wie z. B. Carbon, Glas oder Aramid, wobei der Zusammenhalt der einzelnen Rovings über einen Mantel aus Polypropylenfasern, die aufgeschmolzen werden können, sichergestellt wird. Beim Kablieren besteht die Möglichkeit, den Verbund durch Einstellung der Umdrehungszahl des äußeren Garns zu verändern.

2.3 Textilien

Je nach Anwendungsfall lassen sich ganz unterschiedliche technische Textilien als Bewehrungsmaterial herstellen. Multiaxiale Gelege, wie z. B. in Bild 6, links, dargestellt, sind extrem effektiv und lassen sich für die plattenförmigen Bauteile hervorragend verwenden, wobei bei räumlichen Bauteilen im Hinblick auf die Fixierung derzeit noch Probleme bestehen. Daher wurden dreidimensionale Abstandsgewirke, wie sie in Bild 6, rechts, dargestellt sind, entwickelt. Diese werden in einem Arbeitsgang produziert und sind bezüglich Abstand und Geometrie nahezu beliebig einstellbar.

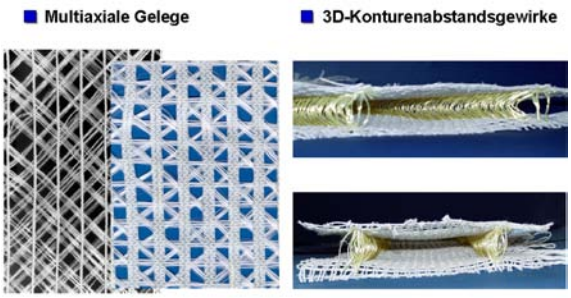


Abb. 6: Neuartige Textilien für textilbewehrten Beton

2.4 Feinbetonmatrix

Die Matrix muss eine Reihe von unterschiedlichsten Anforderungen erfüllen [6]. Für eine kontinuierliche Produktionstechnik werden extrem fließfähige Konsistenzen, die ein vollständiges Durchtränken des Textils ermöglichen, und Betone mit einer hohen Frühdruckfestigkeit gefordert. So kommen meist Betone mit selbstverdichtenden Eigenschaften, z. B. [9], zum Einsatz. Dies gilt insbesondere bei Fertigteilelementen, bei denen gleichzeitig eine hohe Maßgenauigkeit notwendig ist. Ein Beispiel für entsprechende Feinbetonrezepturen gibt Tabelle 1. Die damit erzielten Kennwerte fasst Tabelle 2 zusammen.

Tab. 1: Feinbetonrezepturen [7]

Materialen		PZ-0899-01	FA-1200-01	RPB-2E	RPB-3ARG
Zement z	kg/m³	490	210	980	951
Flugasche f	kg/m³	175	455	210	204
Silikastaub s	kg/m³	35	35	210	204
Quarzmehl	kg/m³	500	470	118	115
Quarzsand	kg/m³	714	670	168	163
Fließmittel	M.-% (Bindemittel)	1,5	0,8	2,5	2,3
Kurzfasern aus AR-Glas	Vol.-%	0,0	0,0	0,0	3,0
w/b = w/(z + f + s)		0,4		0,25	

Tab. 2: Kennwerte von Feinbetonen [7]

Kennwerte		PZ-0899-01	FA-1200-01	RPB-2E	RPB-3ARG
Druckfestigkeit	N/mm²	74,2	32,3	97,9	94,4
Biegezugfestigkeit	N/mm²	7,6	5,1	8,1	19,4
Elastizitätsmodul	N/mm²	33000	24900	26500	25100
Spaltzugfestigkeit	N/mm²	5,1	3,2	4,6	8,8
Schwinden (20°C, 65% rel. F.)	mm/m	0,84	0,56	1,47	1,40

Prüfalter: 28 Tage für mech. Kennwerte und 7 Tage für Schwinden, versiegelte Lagerung bei 20°C

Das Zugtragverhalten, geprüft an gekerbten Proben, mit dem Ergebnis entsprechender Kennwerte und Verläufe der Spannungs-Rissöffnungskurven zeigen das Bild 7 und Bild 8. Durch Zugabe von geeigneten Fasern lässt sich die Duktilität der Matrix deutlich steigern, was sich dann auch im Zugtragverhalten des Verbundwerkstoffes widerspiegelt, wie das nächste Kapitel zeigt.

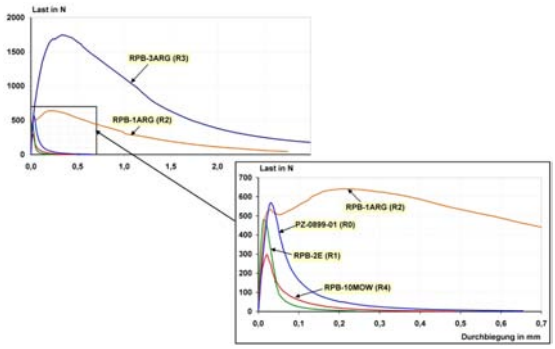


Abb. 7: Last-Durchbiegungskurven gekerbter Prismen [7]

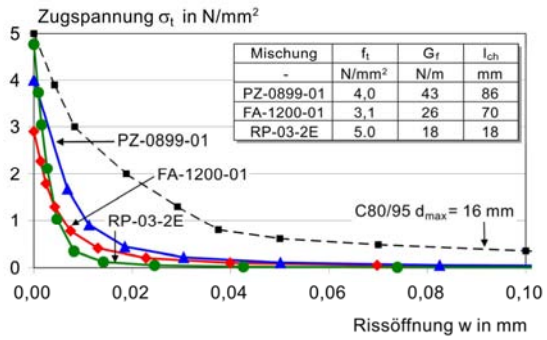


Abb. 8: Zugtragverhalten verschiedener Feinbetone

Die kontinuierliche Produktion entsprechender Querschnitte ist sehr schwierig und erfordert zum Teil neue Produktionstechniken. In Bild 9 ist eine noch im Entwicklungsstadium befindliche kontinuierliche Maschine dargestellt. Im vorliegenden Fall soll die Grünstandfestigkeit von Betonen, die zuvor einem hohen Druck ausgesetzt wurden, genutzt werden. Bild 9 zeigt ein Element, das mit Hilfe der Textilien aus Bild 6, rechts, hergestellt wurde. Mittelfristig ist geplant, derartige Querschnitte, die z. B. als Schalungselemente für Wände und Decken eingesetzt werden können, mit einer kontinuierlichen Produktion herzustellen.

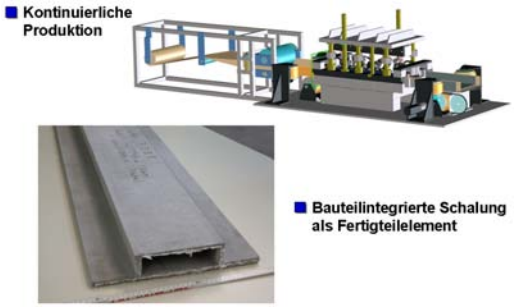


Abb. 9: Produktionsmaschine für kontinuierliche Herstellung und Beispiel für Element aus Textilbeton

2.5 Zugtragverhalten des Verbundwerkstoffes

Die Bruchtragfähigkeit wird vorwiegend mit der Auswahl der Art von Textilien und dem Bewehrungsgehalt beeinflusst. In Bild 10, links, ist eine Zugprobe dargestellt, mit der typischerweise einaxiale Zugversuche am Verbundwerkstoff durchgeführt werden. Bild 10, rechts, zeigt den Einfluss der Textilien auf die Last-Dehnungsbeziehung von Textilbeton. Diese Kurven sind charakterisiert durch einen ersten steilen Anstieg, beeinflusst vorwiegend durch den Elastizitätsmodul des Feinbetons. Die Steifigkeit nimmt bei Rissbildung stark ab. In der Phase der Rissbildung, die im vorliegenden Fall etwa bei 1,5 mm/m abgeschlossen ist, entstehen in Abhängigkeit vom Textil feine Risse im Abstand von mehreren mm. Nach Abschluss der Rissbildung übernimmt das Textil die Last bis zum Bruch. Im vorliegenden Fall konnte allein durch die Auswahl geeigneter Textilien - hier das Friktionsspinnhybridgarn - die Bruchtragfähigkeit auf das Doppelte vergrößert werden. Selbstverständlich erhöhen sich die Steifigkeit wie auch die Bruchtragfähigkeit durch die Erhöhung des Glasgehalts.

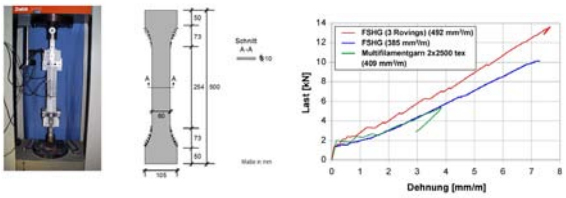


Abb. 10: Einfluss der Textilien auf das Zugtragverhalten von Textilbeton

Die Dauerhaftigkeit bzw. ihre Vorhersage bzgl. der Beständigkeit von Textilien in der alkalischen Matrix wurde in [10] nachgewiesen.

Aber auch mit der Auswahl des Betons lässt sich das Zugtragverhalten deutlich verändern. Der Textilbeton zeigt insbesondere im Gebrauchsbereich wegen der ausgeprägten Rissbildungsphase noch Schwächen. Diese lassen sich durch geeignete Wahl der Matrix deutlich verbessern. Ein Ausweg ist die Verwendung faserbewehrter Matrizes, wie in Bild 10 verdeutlicht. Im vorliegenden Fall wurde die aufnehmbare Last im Gebrauchszustand durch die Verwendung von Kurzglasfasern erheblich erhöht. Gleichzeitig veranschaulicht Bild 11 den Einfluss der Materialauswahl bei Textilien, hier der Vergleich zwischen Carbon und AR-Glas. Es gibt eine Reihe von Beispielen der Anwendung von Fasern und Textilien unterschiedlichster Abmessungen zur Verbesserung der Duktilität von Beton, so z. B. die gleichzeitige Verwendung von Stahl- und Polypropylenfasern [11, 12].

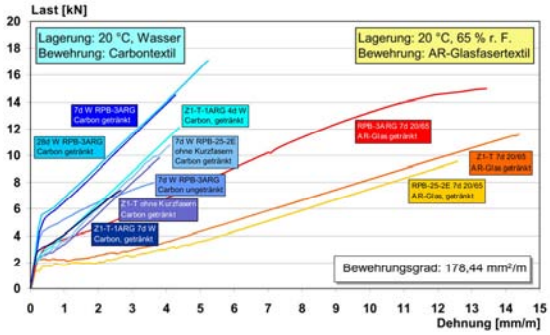


Abb. 11: Einfluss der Matrix und des Bewehrungsmaterials auf das Zugtragverhalten von Textilbeton

3 Anwendungen

3.1 Bauteilintegrierte Schalung

Grundidee der bauteilintegrierten Schalung aus Textilbeton ist die Verwendung tragfähiger und leichter Elemente als Schalungen für Wände und Decken. Ne-

ben dem positiven Aspekt einer Erhöhung des Brandschutzes lässt sich die Qualität der Betonoberfläche durch den Einsatz von Fertigteilen zielorientiert verbessern. Im Rahmen einer Studie zur Verwendung von bauteilintegrierten Schalungen für eine Brückenplatte bei einer Brücke im Freivorbau konnte die Wirtschaftlichkeit dieses neuen Systems, bei dem der Vorteil darin besteht, dass nicht mehr ausgeschalt werden muss, nachgewiesen werden. Bild 12 zeigt die Last-Durchbiegungskurve des in Bild 9 vorgestellten, hutförmigen Elements. Bild 13, links, zeigt für dieses Element den Ansatz für die Bemessung in Abhängigkeit des im vorliegenden Fall gewählten Textils, Bild 13, rechts, ein entwickeltes Schalungselement für Wände.

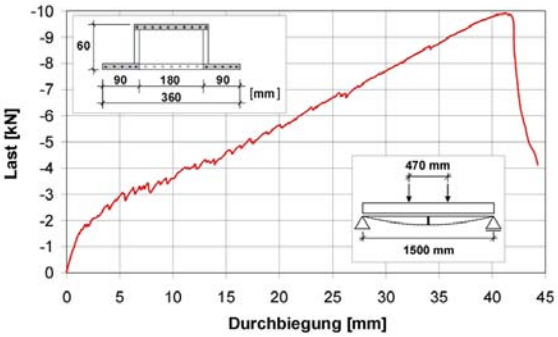


Abb. 12: Last-Durchbiegungskurve eines hutförmigen Deckenelements als bauteilintegrierte Schalung

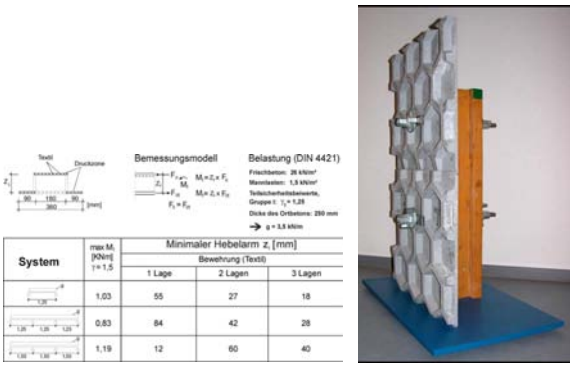


Abb. 13: Ergebnis einer Bemessung für ein hutförmiges Deckenelement als bauteilintegrierte Schalung (links), entwickeltes Element einer bauteilintegrierten Wandschalung (rechts)

Das hutförmige Element bietet neben seinem sehr geringem Gewicht den großen Vorteil, dass die Haustechnik im Hohlkasten untergebracht werden kann. Weitere detaillierte Informationen zur bauteilintegrierten Schalung finden sich in [13, 14, 15, 16].

3.2 Fassadenelemente

Die hohe Dauerhaftigkeit und das sehr geringe Gewicht des Textilbetons bieten erhebliche Vorteile beim Einsatz für Vorsatzschalen, z. B. Fassadenplatten. Gleichzeitig besteht wegen des geringen Materialverbrauchs die Möglichkeit, den Beton preisgünstig einzufärben, u. U. auch die Oberfläche zu strukturieren. Mit Hilfe des Textilbetons lassen sich sehr scharfkantige Bauteile für Fassaden herstellen. Bild 14 zeigt eine ausgeführte Anwendung für den Erweiterungsbau der Versuchshalle des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen.

Abb. 14: Fassadenelemente mit Textilbeton [17]

3.3 Kleinkläranlagen aus Textilbeton

Nach wie vor ist der Bedarf an Kleinkläranlagen in Deutschland sehr groß. Weltweit muss von einem ganz erheblichen Bedarf ausgegangen werden. In Siedlungsgebieten, die noch nicht durch Kanalisation erschlossen sind, ist der Einsatz von Kleinkläranlagen zwingend erforderlich. Bei der Entwicklung von Kleinkläranlagen aus Textilbeton standen 2 wesentliche Anforderungen im Vordergrund: Zum einen sollte ein Beton mit hohem Widerstand gegen zu erwartenden biogenen Schwefelsäureangriff eingesetzt werden, zum anderen die Wandstärke solcher Systeme, die üblicherweise etwa 100 mm beträgt, deutlich reduziert werden. Bild 15 zeigt das Resultat der Studie. Ein Prototyp wurde bereits realisiert. Die Wandstärke konnte ohne Beeinträchtigung der Dichtigkeit durch den Einsatz geeigneter Textilien auf 40 mm reduziert werden.

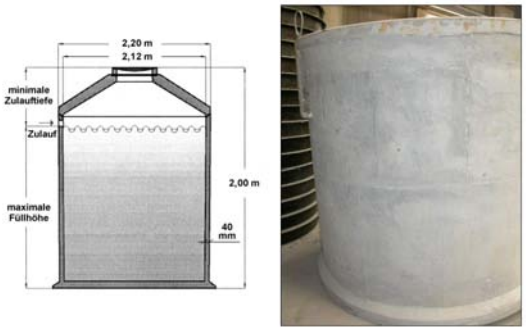


Abb. 15: Kleinkläranlagen aus Textilbeton [17]

3.4 Fachwerkkonstruktionen

Die extreme Dünnwandigkeit von Textilbeton ermöglicht völlig neue, sehr leichte Konstruktionen. Ein Beispiel für eine solche Konstruktion zeigt Bild 16.

Rautenförmige Elemente, die miteinander verschraubt werden, bilden im vorliegenden Beispiel das Konzept für eine Halle. Ein Prototyp wurde bereits realisiert, wie in Bild 16, unten, dargestellt. Die vorliegende Konstruktion ist ein hervorragendes Beispiel für demontables und damit sehr nachhaltiges Bauen.

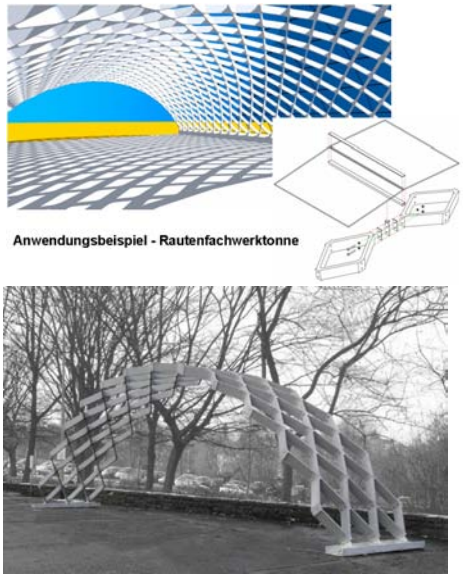


Abb. 16: Rautenfachwerk aus Textilbeton [19]

3.5 Nachträglich eingebaute Weiße Wanne

Hauptproblem der nachträglichen Abdichtung von bestehenden Gebäuden, die einem steigenden Grundwasserspiegel unterworfen sind, ist, dass bestehende Technologien einen erheblichen Platzbedarf haben und damit eine deutliche Einschränkung des nutzbaren Raumes hervorrufen. Bild 17, oben, zeigt die Auswirkungen einer nachträglich eingebauten Weißen Wanne. Unter Ausnutzung der zuvor dargestellten Vorteile des Textilbetons - hohe Dichtigkeit, steuerbares Zugtragverhalten und extreme Dünnwandigkeit - besteht die Möglichkeit, betroffene Gebäude nachträglich abzudichten. Bild 17, unten, zeigt eine mögliche Ausführungsvariante.

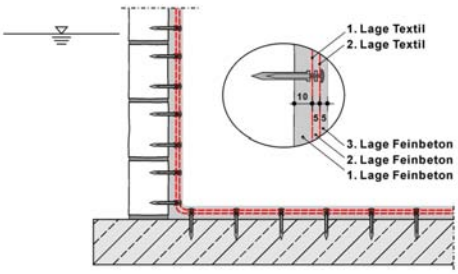


Abb. 17: Nachträglicher Einbau einer Weißen Wanne aus Stahlbeton (oben) und Vorschlag für eine Weiße Wanne aus Textilbeton (unten)

Durch geschickte Kombination duktiler Matrizes mit Textilien lässt sich auch im Gebrauchszustand eine sehr hohe Dichtigkeit dünnwandiger Konstruktionen erzielen. Bild 18, oben, zeigt Möglichkeiten auf, mit Hilfe kurzfaserbewehrter Matrizes auch im Gebrauchszustand hohe Tragfähigkeiten zu mobilisieren, wobei das extrem feine Rissbild auch eine hohe Dichtigkeit des Systems garantiert (Bild 18, unten).

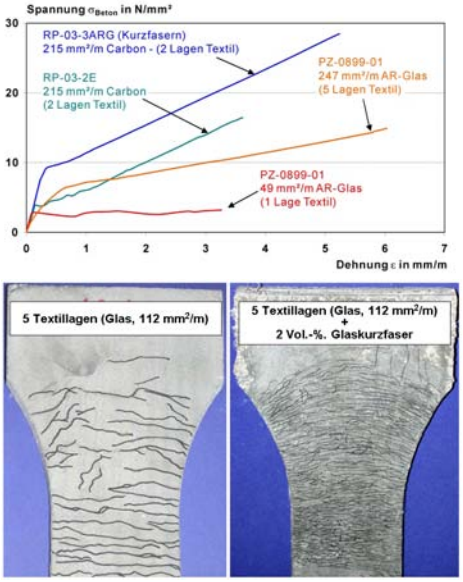


Abb. 18: Zugtragverhalten von Textilbeton bei Kombination von faserbewehrten (duktilen) Matrizes mit Textilien (oben), Rißbild nach Zugversuch (unten) [20]

Die Arbeiten im Hinblick auf die Herstellung und die Optimierung des Systems für die Weiße Wanne laufen derzeit, die Erstellung eines Prototyps ist im Jahr 2006 vorgesehen.

4 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

In diesem Beitrag wird über das weite Feld der Anwendung von Textilbeton berichtet. Die derzeit laufenden Aktivitäten konzentrieren sich auf die Verbesserung des Tragverhaltens und das weitere Verständnis insbesondere im Bereich des Verbundes. Daneben bestehen zweifelsfrei Defizite in der Produktionstechnik von Bauteilen aus textilbewehrtem Beton. Diese Defizite werden im Rahmen von derzeit laufenden Forschungsprojekten in der Zukunft beseitigt. Damit stünde abschließend ein neuer Verbundwerkstoff mit hoher Leistungsfähigkeit zur Verfügung, der dann auch in der Praxis einsetzbar ist. Insbesondere die Kombination neuer Textilien mit duktilen Matrizes bietet noch erhebliche Potentiale dieses Verbundwerkstoffes.

Dabei stehen natürlich im Mittelpunkt die Herstellung dreidimensionaler Textilien und entsprechender Bauteile. Die aufgezeigten Beispiele beweisen, dass mit Textilbeton Ressourcen eingespart werden können, dass bei entsprechender Konstruktion ganze

Bauteile einer Wiederverwendung zugeführt werden können, und somit dieser neue Verbundwerkstoff gleichzeitig auch ökologisch seinen Beitrag zur Nachhaltigkeit liefern wird.

5 Danksagung

Der Autor dankt ausdrücklich der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG), der Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschung (AiF) und den Mitgliedsverbänden des deutschen Beton- und Bautechnikvereins (DBV), der deutschen Beton- und Fertigteilindustrie e.V. und dem Forschungskuratorium Textil e.V. für ihre finanzielle Unterstützung der vorgestellten Forschungsarbeiten.

6 Literatur

[1] Klein, C. ; Thomas, H. ; Höcker, H.: Plasmagestützte Oberflächenmodifizierung von Glas- und Carbonfasern. In: Textilbeton (Hegger, J. (Hrsg.)), 1. Fachkolloquium der Sonderforschungsbereiche SFB 528 und 532, Februar 2001, S. 11-21

[2] Höcker, H. ; Arnold, A. ; Kastanja, A.: Durability tests as well as wet-chemical and plasma based modifications of rovings for use in textile reinforced concrete. In: Textile reinforced structures (Curbach, M. Hrsg.), 2. Fachkolloquium der Sonderforschungsbereiche SFB 528 und 532 (2003)

[3] Brameshuber, W. ; Banholzer, B.: Eine Methode zur Beschreibung des Verbundes zwischen Faser und zementgebundener Matrix. In: Beton- und Stahlbetonbau 96 (2001), Nr. 10, S. 663-669

[4] Banholzer, B.: Bond Behaviour of a Multi-Filament Yarn Embedded in a Cementious Matrix. In: Schriftenreihe Aachener Beiträge zur Bauforschung, Institut für Bauforschung der RWTH Aachen (2004), Nr. 12, zugl. Dissertation

[5] Gries, T. ; Kolkmann, A.: Development of yarn-structures for a defined influence on the mechanical properties of yarns. In: Textile reinforced structures (Curbach, M. (Hrsg.)), 2. Fachkolloquium der Sonderforschungsbereiche SFB 528 und 532 (2003)

[6] Brockmann, T.: Anforderungen und Eigenschaften zementgebundener Feinbetone. Aachen : Lehrstuhl und Institut für Massivbau, 2001.- In: Textilbeton. 1. Fachkolloquium der Sonderforschungsbereiche SFB 528 und 532, 15. und 16. Februar 2001 in Aachen (Hegger, J. (Hrsg.)), S. 82-98

[7] Brockmann, T.: Mechanical and Fracture Mechanical Properties of Fine Grained Concrete for Textile Reinforced Composites, In: Schriftenreihe Aachener Beiträge zur Bauforschung, Institut für Bauforschung der RWTH Aachen, Nr. 13, zugl. Dissertation (to be published 2006)

[8] Brameshuber, W.; Brockmann, T.: Size Effect on Mechanical Properties of Fine Grained Concrete Matrices. Dresden : Lehrstuhl für Massivbau, 2003. - In: Textile Reinforced Structures, Proceedings of the 2nd Colloquium, Dresden, 29.9.2003-1.10.2003, (Curbach, M. (Ed.)), S. 161-172

[9] Brameshuber, W.: Selbstverdichtender Beton, Verlag Bau + Technik

[10] Raupach, M.; Orlowsky, J.: Durability of textile reinforced concrete. In: Textile reinforced structures (Curbach, M. (Hrsg.)), 2. Fachkolloquium der Sonderforschungsbereiche SFB 528 und 532 (2003)

[11] König, G., Tue, N.V.; Zinke, M.: Hochleistungsbeton. Verlag Ernst & Sohn (2001)

[12] Banthia, N.; Gupta, R.: Hybrid Fiber Reinforced Concrete (HyFRC): Fiber Synergy in High Strength Matrices. In: Materials and Structures (RILEM) 37 (2004), Nr. 274, S. 707-726

[13] Hegger, J.; Sasse, H.R. ; Wulfhorst, B. ; Döinghaus, P. ; Röpler, G.; et al: U-shaped Supports as Formwork Elements Integrated in the Construction Member. Frankfurt: Messe 1999. – In: TechTextil Symposium Innovatives Bauen 5.1 Textilbewehrter Beton – Material und Produkte, Frankfurt, 13. April 1999, Vortrag 517, 8 Seiten

[14] Brameshuber, W.; Brockmann, J. ; Rößler, G. ; Hegger, J. ; et al: Textile Reinforced Concrete for Formwork Elements. Frankfurt : Messe, 2001. - In: 11. Internationales Techtextil-Symposium für technische Textilien, Vliesstoffe und textilarmierte Werkstoffe, Frankfurt, 23.-24.04.2001, Vortrag 335

[15] Brameshuber, W.; Koster, M.; Hegger, J.; Voss, S.; Gries, T.; et al: Textile Reinforced Concrete (TRC) for Integrated Formworks. Frankfurt : Messe, 2003. - In: 12th International Techtextil Symposium for Technical Textiles, Nonwovens and Textile Reinforced Materials, Frankfurt, 7-10 April, 2003, Paper 4.23, 6 Seiten

[16] Brameshuber, W.; Koster, M.; Hegger, J. ; Voss, S. ; Gries, T.; Barle, M.; Reinhardt, H.-W. ; Krüger, M.: Textile Reinforced Concrete (TRC) for Integrated Formworks. Farmington Hill : American Concrete Institute, ACI SP-224, 2004. - In: Thin Reinforced Cement-Based Products and Construction Systems, Vancouver, Spring 2003, (Dubey, A. (Ed.)), S. 45-53

[17] Hegger, J.; Will, N.; Molter, M.: Fassaden aus textilbewehrtem Beton. In: TechTextil Symposium 2003

[18] Hegger, J.; Bruckermann, O.; Voss, S.: Kleinkläranlagen aus tetilbewehrtem Beton. In: TechTextil Symposium 2003

[19] Schneider, H.N. ; Schätzke, C.: Architecture with TRC – applications. In: Textile reinforced structures (Curbach, M. (Hrsg.)), 2. Fachkolloquium der Sonderforschungsbereiche SFB 528 und 532 (2003)

[20] Hinzen, M. ; Brockmann, T. ; Brameshuber, W.: Subsequent Sealing of Basements with a Waterproof TRC (Textile Reinforced Concrete) Construction. In: Proceedings of Ferro-8 Ferrocement (Naaman et al (Ed.)), Bangkok, 2006

Neues Verfahren zur Bemessung von befahrbaren Betonplatten

Sam Foos und Harald S. Müller

Zusammenfassung
Im vorliegenden Beitrag wird ein neues Bemessungsverfahren für unbewehrte befahrbare Betonplatten in der Bauweise „ohne Verbund“ vorgestellt. Neben den verkehrslastbedingten Spannungen werden darin erstmals die maßgebenden Spannungen infolge witterungsbedingter Beanspruchungen realitätsnah berücksichtigt. Die Basis für dieses Bemessungsverfahren bildet ein komplexes numerisches Analysemodell, welches anhand von Versuchsergebnissen kalibriert und verifiziert wurde. Das Bemessungsverfahren beruht auf einem normkonformen Sicherheitskonzept und berücksichtigt wirklichkeitsnah das nichtlineare Trag- und Verformungsverhalten von Beton. Des Weiteren schließt es maßgebende betontechnologische und herstellungstechnische Parameter ein.

1 Einführung

Eine Erhöhung der Lebensdauer befahrbarer Betonplatten erfordert präzise Kenntnisse über die vorherrschenden Beanspruchungen und deren Berücksichtigung bei der Bemessung. Dies gilt insbesondere für witterungsbedingte Beanspruchungen, die zu relativ hohen Temperatur- und Feuchtegradienten führen und somit hohe Zugspannungen verursachen können, welche oftmals größer als die verkehrslastbedingten Spannungen sind.

In vielen praktischen Fällen könnten dauerhafte Betonplatten besonders wirtschaftlich aus unbewehrtem oder nur sehr schwach, d. h. konstruktiv bewehrtem Beton hergestellt werden. Hierzu bedarf es jedoch eines geeigneten, werkstoffgerechten Bemessungskonzepts, welches sowohl das nichtlineare Betonverhalten als auch die lastabhängigen und die lastunabhängigen Betonverformungen unter Ausschöpfung der Betonzugfestigkeit wirklichkeitsnah berücksichtigt. Darüber hinaus müssen herstellungstechnische und betontechnologische Randbedingungen, die der genauen Ermittlung witterungsbedingter Spannungen dienen, erfasst werden. Ein derartiges Bemessungskonzept war jedoch bislang nicht vorhanden.

Vor diesem Hintergrund wurde das hier vorgestellte Bemessungsverfahren entwickelt. Hierzu war zunächst, basierend auf der FE-Methode, die Entwicklung eines numerischen Analysemodells, welches wirklichkeitsnahe Stoffgesetze sowie die hygrischen, thermischen, rheologischen und bruchmechanischen Eigenschaften des Betons beinhaltet und die verschiedensten herstellungstechnischen und betontechnologischen Randbedingungen berücksichtigen kann, erforderlich [1].

Zur Kalibrierung und Verifizierung des numerischen Modells wurden Ergebnisse umfangreicher experimenteller Untersuchungen herangezogen. Im Rahmen von Versuchen erfolgte eine praxisnahe Simulation von verschiedenen witterungsbedingten (hygrischen und thermischen) Beanspruchungen an großen Betonplatten, die unter verschiedenen Randbedingungen gelagert wurden. Hierbei wurde u. a. der Einfluss der Austrocknung an der Oberseite, der Befeuchtung der Unterseite, der Zwangbeanspruchung an den Plattenenden und des Thermoschocks untersucht. An kleinen Probekörpern wurden die mechanischen und physikalischen Eigenschaften des verwendeten Betons bestimmt [2].

2 Grundlagen der Bemessung

Unter Bemessung wird hier im Besonderen die freie Bemessung verstanden. Dabei wird anhand eines Spannungsnachweises überprüft, ob unter Berücksichtigung eines Sicherheitskonzepts, welches auf Teilsicherheitsbeiwerten basiert, die resultierenden Spannungen aus den verschiedenen Einwirkungen kleiner oder gleich den Spannungen sind, die vom Bauteil ohne zu versagen aufgenommen werden können:

$$\Sigma \text{ Einwirkungen (E)} \leq \Sigma \text{ Widerstände (R)}$$

Aufgrund der Ergebnisse umfangreicher numerischer Untersuchungen konnte festgestellt werden, dass witterungsbedingte Beanspruchungen Aufschüsselungen oder Aufwölbungen zur Folge haben, welche die höchsten Zugspannungen in Plattenmitte verursachen [1]. Werden die Betonplatten durch Verkehrslast beansprucht, so kann eine ungünstige Stellung der Radlasten zur Erhöhung dieser Zugspannungen in Plattenmitte führen. Rand- und Eckbereiche weisen nahezu keine maßgebenden witterungsbedingten Spannungen auf. Da stets mit einer Verwölbung der Platte zu rechnen ist, werden der

Bemessung also die maßgebenden Zugspannungen in Plattenmitte sowohl infolge witterungsbedingter Beanspruchungen als auch infolge der Verkehrslast zugrunde gelegt.

3 Einwirkungen

3.1 Einwirkungen infolge thermischer Beanspruchung

Mit Hilfe des numerischen Modells [1] wurden Untersuchungen mit dem Ziel durchgeführt, Bemessungsdiagramme und Bemessungsformeln zu entwickeln, welche erstmals den Zusammenhang zwischen den entstehenden Zugspannungen und den Plattenabmessungen in Abhängigkeit vom Herstellungszeitpunkt beschreiben. Dabei konnte der Verlauf der Nullspannungstemperatur über die Plattenhöhe erstmals rechnerisch ermittelt werden [1]. Dieser muss zur genauen Bestimmung der Spannung infolge thermischer Beanspruchung herangezogen werden. Unter Nullspannungstemperatur wird die Temperatur verstanden, die sich während der Erhärtungsphase über den Betonquerschnitt einstellt, ohne dass Spannungen auftreten. Herkömmliche Bemessungsverfahren basieren auf groben qualitativen Annahmen des Verlaufs der Nullspannungstemperatur, was bisher keine sichere Abschätzung der thermischen Spannungen lieferte.

3.1.1 Spannungsermittlung

Die numerischen Berechnungen umfassten Plattendicken von 15, 20, 25, 30 und 40 cm. Für die jeweilige Plattendicke wurden vier Berechnungen für verschiedene Längen durchgeführt. Dabei variierte das Verhältnis Länge zu Dicke (L/D) zwischen 20 und 40. Bei der Bemessung infolge thermischer Einwirkungen wurde zwischen folgenden Herstellungszeitpunkten unterschieden: Sommer, Herbst/Frühling und Winter. Abbildung 1 zeigt repräsentative Verläufe der Umgebungstemperatur zu den verschiedenen Jahreszeiten, die bei den numerischen Berechungen Berücksichtigung fanden.

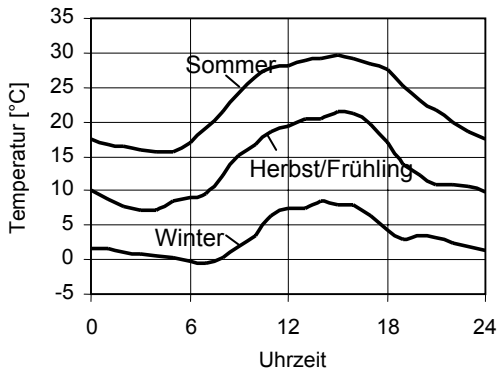


Abb. 1: Repräsentative Verläufe der Umgebungstemperatur zu den verschiedenen Jahreszeiten

Den durchgeführten numerischen Berechnungen liegen die in Tabelle 1 aufgeführte Betonzusammensetzung und die in Tabelle 2 angegebenen Materialkennwerte zugrunde. Die in beiden Tabellen getroffenen Annahmen sind repräsentativ für einen üblichen Konstruktionsbeton, der für den Bau von Betonplatten verwendet wird.

Tab. 1: In den numerischen Berechnungen verwendete Haupt-Betonzusammensetzung

Zementart	CEM I 32,5 R
Zementgehalt	350 kg/m³
Wassergehalt	175 kg/m³
w/z-Wert	0,5
quarzitische Gesteinskörnung	1825 kg/m³

Tab. 2: Materialkennwerte des Betons

Druckfestigkeit, f_{cm}	40 N/mm²
Zugfestigkeit, f_{ctm}	3,6 N/mm²
E-Modul, E_{cm}	34000 N/mm²
Bruchenergie, G_F	0,21 N/mm
Querdehnzahl, ν	0,2
Wärmeausdehnungszahl, α	$1{,}2 \cdot 10^{-5}$ 1/K
Wärmeleitfähigkeit, λ	2,3 W/mK
Wärmespeicherzahl, C	700 Wh/m³K

Basierend auf den gewonnenen Ergebnissen der numerischen Berechnungen wurden Bemessungsformeln entwickelt, mit deren Hilfe die maßgebenden Zugspannungen in Abhängigkeit von der Plattenlänge (L), -dicke (D) und vom Herstellungszeitpunkt ermittelt werden können. Für die Ermittlung der Spannungen gelten die in Tabelle 3 angegebenen linearen Gleichungen. Demnach werden in Abhängigkeit vom Herstellungszeitpunkt die maßgebenden thermischen Zugspannungen an der Oberseite ($\sigma_{t,T,o}$) bzw. Unterseite ($\sigma_{t,T,u}$) der Platte bestimmt. Zur genauen Erfassung der Spannungen wurde zwischen Platten mit einer Dicke $D \leq 25$ cm und $D > 25$ cm sowie Plattenlängen $L \leq 26D$ und $L > 26D$ bzw. $L \leq 24D$ und $L > 24D$ unterschieden.

Zur Ermittlung der in Tabelle 3 dargestellten Gleichungen wurden zunächst die Ergebnisse der numerischen Berechnungen in ein Diagramm eingetragen (Punkte, Abbildung 2). Durch iterative Anpassung an die Berechnungswerte wurden bilineare Gleichungen (Linien, Abbildung 2) ermittelt, die in Tabelle 3 angegeben sind. Mit Hilfe der in Abbildung 2 dargestellten Diagramme können die maßgebenden thermischen Spannungen im mittleren Bereich der Platte, die sich aufgrund einer Herstellung im Sommer (oberes Diagramm) an der Oberseite infolge des Aufschüsselns und im Winter (unteres Diagramm) an der Unterseite infolge des Aufwölbens einstellen, auch graphisch ermittelt werden.

Tab. 3: Ermittlung der Zugspannungen [N/mm²] in Betonplatten infolge thermischer Beanspruchungen in Abhängigkeit vom Herstellungszeitpunkt

Dicke [m]	Länge	Herstellungszeitpunkt		
		Sommer*) 1)	Winter*) 2)	Herbst/Frühling*) 3)
D ≤ 0,25	L ≤ 26D	$\sigma_{t,T,o}$ = 0,5L - 6D + 1	$\sigma_{t,T,u}$ = 0,3L - D - 0,1	$\sigma_{t,T,o}$ = 4D + 0,25
	L > 26D	$\sigma_{t,T,o}$ = 0,1L + 4D + 1,1	$\sigma_{t,T,u}$ = 0,033L + 6,5D - 0,15	
D > 0,25	L ≤ 24D	$\sigma_{t,T,o}$ = 0,25L - 6,5D + 2,8	$\sigma_{t,T,u}$ = 0,3L - 5D + 1,3	$\sigma_{t,T,o}$ = 4,6D
	L > 24D	$\sigma_{t,T,o}$ = 0,1L - 2,4D + 2,6	$\sigma_{t,T,u}$ = 0,125L - 0,6D + 1,2	

*) L, D in [m]
1) gilt auch für die Herstellung im Schatten an einem heißen Sommertag (Höchsttemperatur > 35 °C)
2) gilt auch für die Herstellung am Nachmittag im Sommer oder bei der Verwendung eines NW-Zements im Sommer, wobei in beiden Fällen die Spannungen um 50 % zu reduzieren sind
3) gilt auch für die Herstellung im Schatten im Sommer

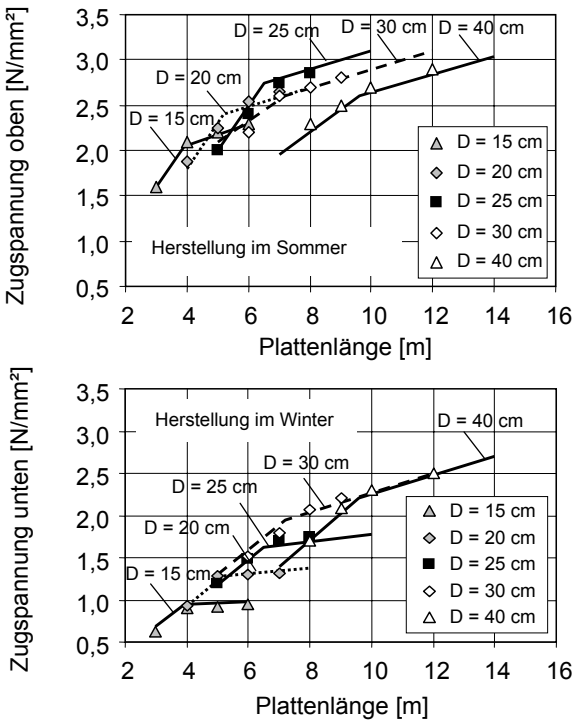


Abb. 2: Bestimmung der für die Bemessung maßgebenden thermischen Zugspannungen an der Oberseite infolge einer Plattenherstellung im Sommer (oben) und an der Unterseite infolge einer Herstellung im Winter (unten) nach den Gleichungen der Tabelle 3 (Linien) bzw. den Berechnungen mit Hilfe des numerischen Modells (Punkte)

Aus Abbildung 2 ist eine gute Übereinstimmung zwischen den Berechnungsergebnissen des numerischen Modells und den in der Tabelle 3 angegebenen Gleichungen erkennbar. Daher beschreiben die Gleichungen in Tabelle 3 das Spannungsverhalten von Betonplatten unter thermischer Beanspruchung mit guter Genauigkeit. Lediglich in einigen Fällen ist eine geringe Über- bzw. Unterschätzung der Spannungen festzustellen.

Bei einer Plattenherstellung im Herbst bzw. Frühling spielt die Länge der Platte bei der Spannungsermittlung an der Oberseite keine Rolle, was an der relativ kleinen kritischen Länge der Platten liegt. Dies wird durch die geringen vertikalen Verformungen an den Plattenenden bestätigt [1].

3.1.2 Berücksichtigung der Ermüdung

Infolge der Schwankungen der Umgebungstemperatur entstehen in Betonplatten zu verschiedenen Jahres- und Tageszeiten unterschiedliche Spannungen an der Ober- bzw. Unterseite. Die maximalen Zugspannungen werden für eine ungünstige Kombination der aktuellen Temperaturverteilung über die Plattenhöhe und des Verlaufs der Nullspannungstemperatur erreicht [1]. Überschreiten diese Zugspannungen die Zugfestigkeit des Betons, so kann mit einer unmittelbaren Schädigung der Platte gerechnet werden.

Liegt die Zugspannung hingegen unterhalb der Zugfestigkeit des Betons, so kann dies bei einer wiederholten Beanspruchung ebenso zur Schädigung der Platte infolge Ermüdung führen. Der Einfluss der Ermüdung infolge wiederholter thermischer Einwirkung wurde daher ebenfalls untersucht.

Die Erfassung der Ermüdungsbeanspruchung erfordert zunächst Angaben über das Betonverhalten unter einer reinen zyklischen Zugbeanspruchung. In erster Linie werden zur Bestimmung der ertragbaren Bruchlastspielzahl die Wöhlerlinien für Normalbeton unterschiedlicher Festigkeitsklassen unter einaxialer Zugbeanspruchung herangezogen. Nach [3] gilt für reine Zugbeanspruchung folgender Zusammenhang (siehe Gleichung 1):

$$\log N = 12 \cdot (1 - S) \qquad (1)$$

mit S = Belastungsgrad = $\sigma_{t,\,max} / f_t$
N = Bruchlastspielzahl
$\sigma_{t,\,max}$ = maximale Zugspannung [N/mm²]
f_t = Zugfestigkeit des Betons [N/mm²]

Nach der obigen Gleichung ergeben sich die in Abbildung 3 dargestellten Wöhlerlinien für reine Zugbeanspruchung für Normalbetone der Festigkeitsklassen C20/25, C30/37 und C40/50. Sie zeigen die Beziehung zwischen der Zugspannung und der Bruchlastspielzahl auf.

Um eine Aussage über die Anzahl der Wiederholungen (N) der maßgebenden Zugspannungen machen zu können, wurden im Rahmen der numerischen Untersuchungen die maximalen und minimalen Spannungen an der Ober- und Unterseite einer Platte mit einer Länge von 5 m und einer Dicke von 26 cm an repräsentativen Tagen der verschiedenen Jahreszeiten erfasst [1]. Unter Betrachtung einer Lebensdauer der Platten von 30 Jahren [4], wird nach [1] für Betonplatten im Freien eine maximale Anzahl der Wiederholungen von N = 8220 angesetzt. Nach Gleichung 1 bzw. mit Hilfe von Abbildung 3 ergibt sich hiermit zwischen der maximalen Zugspannung ($\sigma_{t,max}$) und der Zugfestigkeit des Betons (f_t) ein Verhältnis von ca. 0,7.

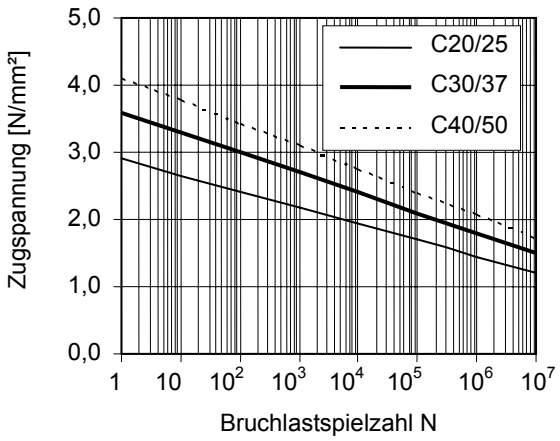


Abb. 3: Wöhlerlinien für reine Zugbeanspruchung nach CEB-FIP Model Code 1990 [3] für Normalbetone unterschiedlicher Festigkeitsklassen

Dies bedeutet, dass der Einfluss der Ermüdung nicht berücksichtigt werden muss, wenn die Zugspannungen infolge thermischer Beanspruchung (siehe Tabelle 3) unter $0{,}7 \cdot f_t$ bleiben. Dies stellt somit ein wichtiges Kriterium bei der Bemessung dar. Eine größere Ausschöpfung der Zugfestigkeit des Betons (also > 70 %) durch thermische Spannungen ist nicht sinnvoll, da die restlichen 30 % (also $0{,}3 \cdot f_t$) zur Aufnahme von anderen Spannungen, die beispielsweise durch Verkehrslast entstehen, zur Verfügung stehen sollten.

Bei der Bemessung von Betonplatten in geschlossenen Hallen oder in langen Tunnels wird der Einfluss der Ermüdung vernachlässigt, da in der Regel keine großen umweltbedingten Temperaturschwankungen auftreten und sich somit keine hohe Wiederholungsanzahl von Spannungen ergibt.

3.2 Einwirkungen infolge hygrischer Beanspruchung

Numerische Untersuchungen haben gezeigt, dass infolge hygrischer Beanspruchung (Austrocknung der Plattenoberseite) stets mit einer feinen Rissbildung in Betonplatten zu rechnen ist [1]. Diese feinen Risse entstehen bereits im frühen Alter des Betons und sind in erster Linie auf hohe Eigenspannungen zurückzuführen. Sie beschränken sich auf die obersten 20 bis 30 mm der Plattenrandzone. Durch Kriech- und Relaxationsvorgänge sowie feine Rissbildungen werden die Eigenspannungen relativ schnell abgebaut.

Die hygrischen Einwirkungen verursachen außerdem eine Aufschüsselung der Platten, welche durch das Eigengewicht behindert wird, was schließlich zur Entstehung von Biegespannungen führt. Die daraus resultierenden Zugspannungen an der Oberseite addieren sich zu den vorhandenen Zugeigenspannungen, und eine Vergrößerung der feinen Rissbildung an der Oberfläche ist die Folge. Im Rahmen von experimentellen Untersuchungen [1] wurde jedoch festgestellt, dass diese feine Rissbildung keinen nennenswerten Einfluss auf die Tragfähigkeit der Betonplatten besitzt, was auf das günstige Nachrissverhalten des Betons zurückzuführen ist.

3.2.1 Platten im Freien

Im Gegensatz zur thermischen Beanspruchung spielt die hygrische Beanspruchung von Betonplatten, die sich im Freien befinden und dem ständigen witterungsbedingten Wechsel der Feuchtigkeitsverhältnisse ausgesetzt sind, eher eine untergeordnete Rolle. Nachts kann die relative Luftfeuchte der Umgebung einen Wert von nahezu 100 % erreichen. Am Tag, insbesondere im Sommer, kann die relative Luftfeuchte auf einen Wert von ca. 30 % sinken [5]. Im Freien ist des Weiteren mit Regen zu rechnen, der ein Quellen der obersten Betonschichten verursacht und die Entstehung von Druckspannungen an der Oberseite herbeiführt. Diese Druckspannungen haben günstige Auswirkungen, da sie zur Minimierung der vorhandenen Zugspannungen beitragen [1]. Vor diesem Hintergrund kann bei Betonplatten im Freien nicht von einem kontinuierlichen Schwinden ausgegangen werden. Daher wird beispielsweise in [6] der Einfluss des Schwindens auf die Spannungen in Betonplatten im Freien vernachlässigt.

Für eine wirtschaftliche Bemessung von Betonplatten und unter Betrachtung des nichtlinearen Verhaltens des Betons muss der Einfluss der feinen Rissbildung nicht berücksichtigt werden. Eigene Untersuchungsergebnisse bestätigen dies [1]. Somit brauchen Eigenspannungen infolge hygrischer Beanspruchung bei der Bemessung nicht in Betracht gezogen werden. Hingegen müssen jedoch die Biegespannungsanteile infolge hygrischer Beanspruchung berücksichtigt werden. Die Biegespannungen treten auf, wenn die Aufschüsselung durch das Eigengewicht der Platte behindert wird.

Da in den ermittelten thermischen Spannungen (Abschnitt 3.1) die Biegespannungsanteile bereits enthalten sind, müssen keine zusätzlichen Biegespannungen berücksichtigt werden. Aufgrund der Temperaturschwankungen der Umgebung wechseln die Platten täglich zwischen Aufschüsselung und Aufwölbung, dementsprechend findet an der Oberseite der Platten ein Wechsel zwischen Zug- und Druckspannungen statt, mit Ausnahme der Wintermonate. Infolge der Aufwölbung entstehen Druckspannungen an der Oberseite. Diese können den hygrisch bedingten Zugspannungen, welche durch die bestrebte Aufschüsselung der Platte entstehen, entgegenwirken [1].

Im Rahmen des hier vorgestellten Bemessungsverfahrens kann daher für Betonplatten im Freien die aus hygrischer Beanspruchung resultierende Spannung zu Null gesetzt werden. Eine fehlerhafte Ausführung oder eine schlechte Entwässerung von Betonplatten, die eine Dauerbefeuchtung der Plattenunterseite zur Folge hätte, wird bei der Bemessung nicht berücksichtigt. Eine ordnungsgemäße Plattenherstellung wird also vorausgesetzt.

3.2.2 Platten in geschlossenen Hallen

In geschlossenen Hallen herrscht eine nahezu konstante Umgebungsfeuchte. Daher muss hier von einem kontinuierlichen Schwinden ausgegangen werden. Infolge der einseitigen Austrocknung an der Oberseite wird eine Aufschüsselung der Betonplatten verursacht, was zusätzliche Zugspannungen in den oberflächennahen Bereichen hervorruft. Dies ist beispielsweise in Abbildung 4 erkennbar, in der die Spannungsverteilungen in einer Platte mit einer Länge von 5 m und einer Dicke von 260 mm, welche aus einem Beton der Festigkeitsklasse C30/37 hergestellt wurde, nach 28 und 360 Tagen in einer Hallenumgebung mit einer r. F. von 40 % dargestellt sind.

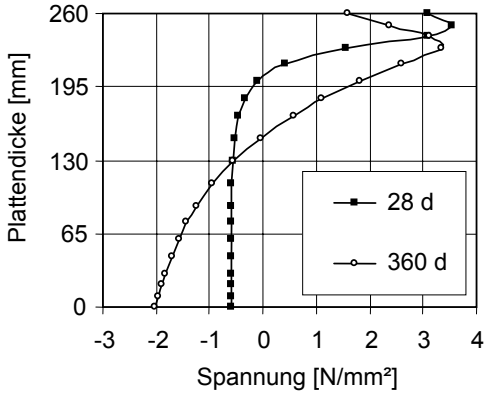


Abb. 4: Spannungsverteilungen in einer Betonplatte (L = 5 m, D = 260 mm) nach 28 und 360 Tagen in einer Hallenumgebung mit einer konstanten Umgebungsfeuchte von 40 %

Im Alter von 28 Tagen herrschen in erster Linie Zugeigenspannungen, welche feine Risse verursachen. Nach 360 Tagen wandert die Spannungsspitze infolge Biegung (Aufschüsselung) tiefer in das Bauteil hinein. Bei linearer Superposition mit den Spannungen infolge Verkehrslast ist mit einer Vergrößerung der Zugspannungen an der Oberseite zu rechnen, was eine Vergrößerung der vorhandenen Rissbildung verursacht.

Numerische Untersuchungen haben gezeigt, dass sich in geschlossenen Hallen mit konstanten Umgebungstemperaturen keine thermischen Zugspannungen an der Oberseite der Platten ergeben, wenn die Betonplatten im Herbst/Frühling und Winter sowie in einer Halle mit einer konstanten Umgebungstemperatur hergestellt werden [1]. Durch relativ kleine Aufwölbungen der Platten, die aus Temperaturgradienten resultieren, entstehen an der Oberseite anfänglich Druckspannungen (Vorspannung!), die zunächst zur Reduzierung der Zugspannungen infolge der angestrebten hygrischen Aufschüsselung beitragen. Da in Hallen ein kontinuierliches Austrocknen der Oberseite erfolgt, überwiegen die daraus resultierenden Zugspannungen zu einem bestimmten Zeitpunkt die eingeprägten kleinen thermischen Druckspannungen. Ab diesem Zeitpunkt beginnt die Aufschüsselung der Betonplatten.

Platten, die morgens im Sommer hergestellt werden, weisen in geschlossenen Hallen relativ hohe Zugspannungen infolge thermischer Beanspruchung auf, was im Hinblick auf die Überlagerung mit den Zugspannungen infolge hygrischer Beanspruchung ungünstig ist. Sollten die Platten nachmittags im Sommer hergestellt werden, so kann von einer größeren günstigen Druckspannung in den oberen Betonschichten der Platte ausgegangen werden, die den Zugspannungen infolge hygrischer Beanspruchung entgegenwirkt [1].

Im Gegensatz zu den Platten im Freien tritt in Hallen kein Wechsel zwischen Aufschüsselung und Aufwölbung auf, was einen günstigen Einfluss auf die resultierenden Zugspannungen an der Oberseite haben kann. Es muss davon ausgegangen werden, dass in geschlossenen Hallen infolge hygrischer Beanspruchung die Eigen- und Biegespannungen die Zugfestigkeit des Betons nicht nur an der Oberfläche sondern auch in den tieferen Zonen der Platte überschreiten (siehe Abbildung 4), so dass eine unbewehrte Betonplatte keine zusätzlichen Zugspannungen infolge Verkehrslast aufnehmen kann, ohne dass die Bildung von größeren Rissen bzw. Schäden eintritt. Dies bestätigten eigene Beobachtungen in der Praxis, wonach nahezu alle unbewehrten Betonplatten in geschlossenen Hallen größere Risse und Aufschüsselungen aufweisen.

Weitere einzelne Berechnungen ergaben, dass bei einem Verhältnis von L/D = 5 der Einfluss der Biegung infolge kontinuierlicher Austrocknung der Oberseite vernachlässigbar ist, so dass nahezu Eigenspannungen über den Querschnitt vorliegen [1]. In diesem Fall wäre die unbewehrte Platte in der Lage eine zusätzliche Zugspannung infolge Verkehrslast aufzunehmen. Bei diesen relativ kleinen

Verhältnissen der Plattenabmessungen (L/D) würden sich die Zugspannungen infolge Verkehrslast an der Unterseite der Platte ergeben, also unmittelbar unter der Radlast. Allerdings gelten Platten, die mit diesem kleinen L/D-Verhältnis hergestellt werden, als nicht wirtschaftlich.

3.3 Einwirkungen infolge Verkehrslast

In Abhängigkeit von der Laststellung, der Lastgröße, der Konstruktion des Unterbaus, den Plattenabmessungen sowie dem E-Modul des Betons können sich unterschiedliche Spannungen in Betonplatten ergeben. Diese Spannungen lassen sich mit herkömmlichen Verfahren oder üblichen kommerziellen Programmen relativ einfach ermitteln.

Wie bereits erwähnt, liegen dem Bemessungsverfahren die maßgebenden Zugspannungen im mittleren Bereich der Betonplatte zugrunde. Eine komplette Erfassung der Spannungen infolge aller in der Praxis vorkommenden Verkehrslasten auf allen Anwendungsgebieten (Straßen-, Flugplatz-, Industriebau) würde aufgrund der Vielfalt der Einflussparameter den hier gegebenen Rahmen sprengen. Deshalb beschränkt sich dieser Beitrag auf eine ausgewählte Verkehrslast.

Da infolge thermischer Beanspruchung oftmals Zugspannungen entstehen, die über 50 % der Zugfestigkeit des Betons liegen, wird bei der Bemessung darauf geachtet, dass die Zugspannungen infolge Verkehrslast unter 50 % der zulässigen Betonzugfestigkeit bleiben. Dieser Anhaltswert ergab sich im Rahmen von numerischen Untersuchungen, die der Optimierung der Bemessung dienten. Er gilt nur für das hier vorgestellte Bemessungsverfahren. Der Einfluss der Ermüdung braucht bei der Ermittlung der Spannungen infolge Verkehrslast nicht berücksichtigt werden, da diese unter der Dauerfestigkeit des Betons liegen (ca. 50 % der zulässigen Zugfestigkeit).

Die Addition dieser verkehrslastbedingten Spannung mit den Spannungen infolge thermischer Beanspruchung kann jedoch zu einer Zugspannung führen, welche die Dauerfestigkeit überschreitet. Auf einen Ermüdungsnachweis wird dennoch verzichtet, da nach [7] die Beanspruchungen infolge Temperatur und Verkehr selten in voller Größe gleichzeitig auftreten.

3.3.1 Ausgewählte Verkehrslast

Zur Erläuterung der Vorgehensweise bei der Bemessung werden exemplarisch die maßgebenden Zugspannungen in Plattenmitte infolge eines Schwerlastwagens SLW 30 ermittelt. Abbildung 5 zeigt die Radlastabstände und Aufstandsflächen eines Schwerlastwagens SLW 30 nach DIN 1072 [8]. Mit anderen Verkehrslasten, die in diesem Beitrag nicht dargestellt sind, kann in Anlehnung an die angegebenen Ansätze verfahren werden.

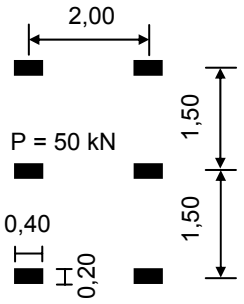


Abb. 5: Radlastgrößen, -abstände und Aufstandsflächen in [m] eines SLW 30 nach DIN 1072 [8]

Zur Ermittlung der Spannungen wurde basierend auf [4] die in Abbildung 6 dargestellte Unterbaukonstruktion gewählt. Darin sind der Aufbau des Unterbaus sowie die Steifeziffer der jeweiligen Schicht einer Autobahndecke exemplarisch dargestellt. Bei einem Tragsystem bestehend aus einer Betondecke, einer hydraulisch gebundenen Tragschicht (HGT) und einer Frostschutzschicht (FSS) wurde der auf die Unterseite der Betondecke bezogene Bettungsmodul berechnet [1].

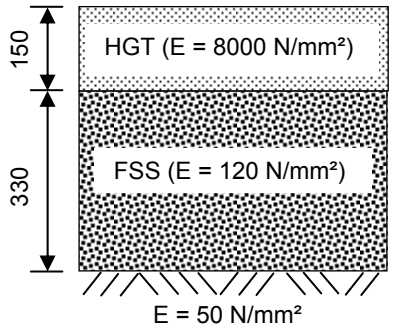


Abb. 6: Aufbau des Unterbaus einer Autobahndecke, Maße in [mm]

3.3.2 Spannungsermittlung

Zur Ermittlung der maßgebenden Zugspannungen an der Plattenoberseite wurden die Radlasten des Schwerlastwagens SLW 30 mit einem Randabstand von 50 cm angeordnet. Es wurde angenommen, dass bis zu zwei SLW 30 nebeneinander fahren oder stehen können. Dabei wurde von einem Zwischenabstand von 1,0 m ausgegangen. Somit können Betonplatten mit einer Breite ab 6 m durch zwei SLW 30 gleichzeitig belastet werden.

Die maximalen Zugspannungen an der Plattenunterseite entstehen, wenn ein Einzelfahrzeug bzw. eine Radlast in Plattenmitte angeordnet wird.

Für quadratische Betonplatten der Betonfestigkeitsklasse C30/37 mit einer Länge zwischen 3 und 8 m und einer Dicke zwischen 20 und 40 cm wurden numerische Berechnungen zur Ermittlung der maßgebenden Zugspannungen an der Ober- bzw. Unterseite durchgeführt. Die Berechnungen erfolgten für Betonplatten auf elastischer Bettung. Hierbei lag die Elastizitätstheorie zugrunde. Im Rahmen dieser

Berechnungen wurde der Einfluss der in den Querfugen vorhandenen Dübel auf die Querkraftübertragung vernachlässigt, da durch die Radlaststellung in einem Randabstand von 50 cm der Einfluss der Dübel gering ist [9].

In Abbildung 7 sind die maßgebenden Zugspannungen an der Oberseite und an der Unterseite infolge eines Schwerlastwagens SLW 30 in Abhängigkeit von den Plattenabmessungen dargestellt. Bei der Ermittlung der Spannungen infolge Verkehrslast wird ein Stoßfaktor (φ_{dyn}) von 1,3 berücksichtigt. Für die Bemessung einer Industriebodenplatte und einer Landebahn können die Angaben aus [1] herangezogen werden.

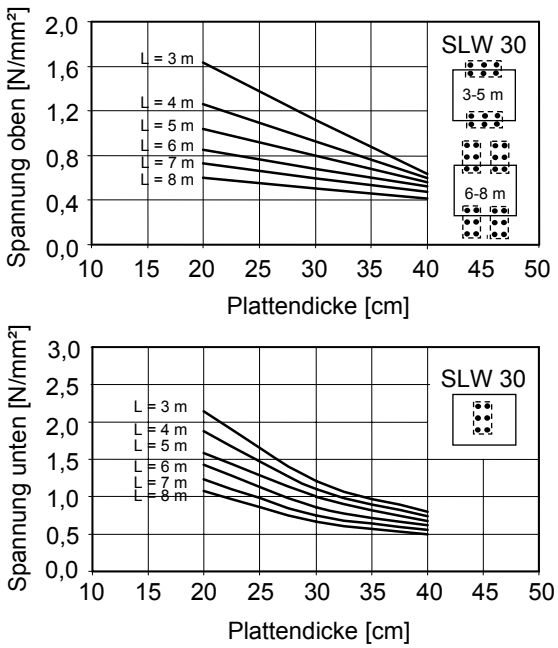


Abb. 7: Maßgebende Zugspannungen an der Oberseite (oben) und der Unterseite (unten) im mittleren Bereich quadratischer Betonplatten infolge eines Schwerlastwagens, Typ SLW 30

4 Widerstand

Um die Beanspruchungen der Platte zuverlässig aufnehmen zu können, muss die Betonplatte einen entsprechenden Widerstand aufweisen. Der Widerstand der Platten kann durch folgende betontechnologische Maßnahmen verbessert werden:

- Hohe Zugfestigkeit des Betons
- Einsatz von Faserbewehrung
- Fachgerechte Herstellung
- Sorgfältige Nachbehandlung

Bei der Nachweisführung wird die zentrische Zugfestigkeit im Alter von 28 Tagen zugrunde gelegt. Die Biegezugfestigkeit wird hier nicht herangezogen, da bereits bei der Ermittlung der Spannungen das günstige nichtlineare Verhalten des Betons den einzelnen FE-Elementen des numerischen Modells zugewiesen wurde. Somit konnte der Effekt der günstigen Spannungsverteilung bei einer Biegebeanspruchung auf das Tragverhalten berücksichtigt werden [1].

Wenn die zentrische Zugfestigkeit des Betons nicht im Rahmen von experimentellen Untersuchungen erfasst werden kann, kann beim Bemessungsverfahren zur Bestimmung der zentrischen Zugfestigkeit des Betons im Alter von 28 Tagen auf der Widerstandsseite der Ansatz des CEB-FIP Model Code 1990 [3] herangezogen werden (siehe Gleichung 2):

$$f_{t,28} = 1{,}4 \cdot (f_{c,28} / 10)^{0,67} \text{ [N/mm²]} \qquad (2)$$

mit $f_{t,28}$ = Zentrische Zugfestigkeit nach 28 Tagen [N/mm²]
$f_{c,28}$ = Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen [N/mm²]

5 Empfohlene Teilsicherheitsbeiwerte

Ein Versagen von befahrbaren Betonplatten stellt keine Gefahr für Leib und Leben von Personen dar, es beeinträchtigt letztendlich nur die Gebrauchstauglichkeit. Deshalb wird bei der Bemessung von Betonplatten zunächst der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit berücksichtigt. Daher soll eine ausreichende Sicherheit gegen größere Rissbildungen gewährleistet werden. Dazu werden für die Beanspruchungen und die Beanspruchbarkeit eigene Teilsicherheitsbeiwerte vorgesehen, welche die Streuung der Eingangsgrößen sowohl auf der Einwirkungsseite als auch der Widerstandsseite berücksichtigen. Bei Betonplatten im Freien liegen folgende Beanspruchungen vor:

- Temperatur
- Verkehrslast

Zur Bestimmung der Teilsicherheitsbeiwerte wird auf die Angaben der Literatur zurückgegriffen. In DIN 1045-1 [10], DIN 1055-100 [11] und in GruSiBau [12] wird beim Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit für die Einwirkungen ein Teilsicherheitsbeiwert von 1,0 als ausreichend erachtet. Dieser Wert erscheint im Falle der Bemessung von befahrbaren Betonplatten zu niedrig. Es sollte beachtet werden, dass eine Nichteinhaltung der Gebrauchstauglichkeit mit der Bildung von größeren Rissen verbunden ist, was letztendlich die Tragfähigkeit beeinträchtigen kann. Schließlich handelt es sich bei dem Grenzzustand an solchen Platten um eine Mischung aus den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit.

In Anlehnung an [1] werden die in Tabelle 4 angegebenen Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen und den Widerstand empfohlen bzw. angenommen. Da es sich bei der Bemessung um zwei maßgebende Einwirkungen handelt, wird auf der sicheren Seite liegend auf die Einführung von Kombinationsbeiwerten im Sicherheitsmodell verzichtet.

Tab. 4: Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen und den Widerstand

Temperatur, γ_T	1,1
Verkehr, γ_V	1,2
Material, γ_M	1,25

6 Nachweisführung

Bei dem hier vorgestellten Bemessungsverfahren handelt es sich um die Dimensionierung von unbewehrten Betonplatten, die in der Bauweise „ohne Verbund“ hergestellt werden. Die Bemessung bezieht sich auf ein Betonalter von 28 Tagen. Des Weiteren liegen der Bemessung die Spannungen im mittleren Bereich der Platten zugrunde, da bedingt durch die Plattenverformungen die maximalen Spannungen in Plattenmitte entstehen.

Wie bereits erläutert, wird die Spannung infolge hygrischer Einwirkungen bei der Bemessung von Platten im Freien vernachlässigt. Des Weiteren wurde festgestellt, dass Betonplatten in geschlossenen Hallen zu bewehren sind. Somit beschränkt sich das Bemessungsverfahren letztendlich auf unbewehrte Betonplatten, die sich im Freien befinden. Dabei müssen nur die Spannungen infolge thermischer Einwirkung und Verkehrslast berücksichtigt werden.

Es wird davon ausgegangen, dass bei Aufwölbungen oder Aufschüsselungen keine Reibung zwischen Betonplatte und Untergrund herrscht. Daher wird der Lastfall „zentrischer Zwang“ nicht berücksichtigt, bzw. eine evtl. vorhandene geringe Reibung mit der darunter liegenden Schicht vernachlässigt.

Mit Hilfe von Näherungsformeln (siehe Tabelle 5), die in Abhängigkeit vom Herstellungszeitpunkt ein Verhältnis zwischen Plattenlänge und -dicke (L/D) angeben, werden zunächst die Plattenabmessungen, die stark vom Anwendungsgebiet (Autobahndecke, Landebahn, Industriebodenplatte) abhängen, angenommen bzw. gewählt.

Tab. 5: Näherungsformeln zur Abschätzung des Verhältnisses L/D in Abhängigkeit vom Herstellungszeitpunkt

Sommer	L/D = 17
Sommer, nachmittags	L/D = 30
Herbst/Frühling	L/D = 30
Winter	L/D = 22

Sämtliche betontechnologischen und herstellungstechnischen Randbedingungen sollten vor Beginn der Bemessung festgelegt werden. Dabei spielt die Festlegung des Betonierzeitpunkts (Jahreszeit bzw. Tageszeit im Sommer) eine wesentliche Rolle. Nach der Ermittlung der maßgebenden Zugspannungen infolge der einzelnen Einwirkungen wird unter Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten eine Gesamtzugspannung $\sigma_{tot,t,d}$ errechnet (siehe Gleichung 3). Diese Spannung darf die zentrische Zugfestigkeit des Betons ($f_{t,d}$) unter Berücksichtigung des zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerts nicht überschreiten. Ist diese Bedingung nicht eingehalten, dann gilt der Nachweis als nicht erfüllt, und es ist eine Optimierung vorzunehmen. Dabei könnte eine Veränderung der Plattenabmessungen oder die Wahl von begünstigenden betontechnologischen oder herstellungstechnischen Parametern zum Ziel führen. Für eine optimale wirtschaftliche Bemessung gilt: $\sigma_{tot,t,d} \cong f_{t,d}$.

$$\overbrace{(\sigma_{t,T} \cdot \gamma_T + \varphi_{dyn} \cdot \sigma_{t,V} \cdot \gamma_V)}^{\sigma_{tot,t,d}} \leq \overbrace{(f_t / \gamma_M)}^{f_{t,d}} \qquad (3)$$

mit $\sigma_{t,T}$ = Zugspannung infolge Temperatur; wobei $\sigma_{t,T} \leq 0{,}7 \cdot f_t$

$\sigma_{t,V}$ = Zugspannung infolge Verkehrslast; wobei $\sigma_{t,V} \leq 0{,}5 \cdot f_t$

φ_{dyn} = Stoßfaktor = 1,3

f_t = zentrische Zugfestigkeit des Betons

γ_T = Teilsicherheitsbeiwert für thermische Beanspruchung

γ_V = Teilsicherheitsbeiwert für die Beanspruchung infolge Verkehrslast

γ_M = Teilsicherheitsbeiwert für die Streuung der Materialeigenschaften

7 Empfehlungen für die Baupraxis

Aus den Ergebnissen umfangreicher numerischer Untersuchungen [1] unter Einbezug des entwickelten Bemessungsverfahrens konnten unter Berücksichtigung der im Rahmen experimenteller Untersuchungen [2] gewonnenen Ergebnisse wesentliche Schlüsse gezogen werden. Die Umsetzung dieser Schlüsse in ein Bemessungsverfahren leistet in der Praxis einen Beitrag zur Konstruktion und zielsicheren Herstellung von dauerhaften, unbewehrten befahrbaren Betonplatten in der Bauweise „ohne Verbund“. Ein Teil dieser Schlussfolgerungen ist in der Baupraxis bereits bekannt, basiert im vorliegenden Beitrag aber – im Gegensatz zu früheren qualitativen Betrachtungen – auf quantitativen Analysen, die zudem experimentell bestätigt sind.

Betontechnologische Maßnahmen:

1. Ausgehend von einem Beton der Güte C30/37 sollten möglichst folgende Eigenschaften angestrebt werden:
   - möglichst hohe Zugfestigkeit
   - geringe Feuchteleitfähigkeit
   - geringes Schwindmaß
   - geringe Wärmedehnung

2. Die Verwendung eines Zements mit einer niedrigen Hydratationswärmeentwicklung trägt zur Reduzierung der Nullspannungstemperatur bei und wird bei einer Plattenherstellung an warmen Sommertagen empfohlen.

Im Hinblick auf die Begrenzung von Verformungen und Spannungen wäre ein Beton mit einem kleinen E-Modul anzustreben. Bei der Einhaltung der oben genannten betontechnologischen Parameter ist die Herstellung eines Betons mit einem kleinen E-Modul in der Praxis jedoch nur schwer zu realisieren.

Herstellungstechnische Maßnahmen:

1. Es wird dringend empfohlen, durch betontechnologische Maßnahmen einen negativen Verlauf der Nullspannungstemperatur in den Platten einzustellen. Um der Entstehung von großen positiven Nullspannungstemperaturen entgegenzuwirken, sollte an warmen Sommertagen, wie bereits bekannt und oftmals praktiziert, mit dem Betonieren erst im späteren Tagesverlauf begonnen werden, soweit keine anderen Maßnahmen (z. B. Zeltbau) vorgesehen sind.
2. Die Jahreszeiten Herbst und Frühling eignen sich besonders gut für eine wirtschaftliche Herstellung von Betonplatten. Im Vergleich zu den anderen Jahreszeiten können – bei gleichem Risiko einer Rissbildung – längere und dünnere Platten hergestellt werden.
3. Eine Nachbehandlung des Betons ist unverzichtbar. Besonders im Sommer sollte eine möglichst lange, feuchte und besonders kühle Nachbehandlung erfolgen. Eine effektive Nachbehandlungsmethode, die auch dem Schutz vor starker Sonneneinstrahlung dient, wird empfohlen.
4. Zur Verringerung der Gefahr der Rissbildung infolge des Schwindens sollten neu gebaute Betonplatten im Freien bei langen Trockenperioden (ohne Regenfall) oder bei einer trockenen Umgebung möglichst lange regelmäßig befeuchtet bzw. feucht gehalten werden.

Neben den betontechnologischen und herstellungstechnischen Maßnahmen sind verschiedene konstruktive Maßnahmen erforderlich, um die Dauerhaftigkeit von befahrbaren Betonplatten zu gewährleisten. Diese betreffen z. B. die Entwässerung, die Verwendung von Geotextilien (Bauweise ohne Verbund), die Fugenabdichtung oder ggf. den Einsatz von Elastomerunterlagen. Für die jeweilige Maßnahme liegen dauerhafte technische Lösungen in der Praxis vor. In geschlossenen Hallen sollten die Betonplatten zur Vermeidung größerer Rissbildungen eine Oberflächen- oder Faserbewehrung enthalten.

8 Bemessungsbeispiel

Im Folgenden wird zur Erläuterung des Bemessungsverfahrens ein Beispiel zur Bemessung einer Autobahndecke dargestellt. Dabei werden eine fachgerechte Ausführung und eine intensive lang andauernde Nachbehandlung vorausgesetzt.

Randbedingungen:
Unterbaukonstruktion: Gemäß Abbildung 7
Plattenherstellung: Sommer
Zementart: CEM I 32,5 R
Betonfestigkeitsklasse: C30/37
Druckfestigkeit ($f_{cm,\,cube}$) nach 28 Tagen: 45 N/mm²
Verkehrslast: SLW 30

Eine Plattenherstellung im Sommer erfolgt in der Regel zwischen 6 und 18 Uhr. Da keine näheren Angaben über die Reihenfolge der Betonierabschnitte vorliegen, sollen bei der Bemessung beide Fälle überprüft werden:

1. Herstellung im Sommer, morgens
2. Herstellung im Sommer, nachmittags

Fall 1a:
Nachweis der Spannungen an der Oberseite (Betonieren morgens im Sommer)

Gewählt:
L/D = 17
Plattenlänge: 4,25 m
Plattendicke: 0,25 m

Widerstand:

Gl. 2 $\rightarrow f_{t,28} = 1{,}4 \cdot (f_{c,28}/10)^{0{,}67}$

$\rightarrow f_t = 1{,}4 \cdot 4{,}5^{0{,}67}$

$\rightarrow f_t = 3{,}84$ N/mm²

Einwirkungen:
Spannung infolge thermischer Beanspruchung:
Tab. 3 $\rightarrow \sigma_{t,T,o} = 0{,}5 \cdot 4{,}25 - 6 \cdot 0{,}25 + 1$
$\rightarrow \sigma_{t,T,o} = 1{,}63$ N/mm² $\quad (1{,}63 < 0{,}7 \cdot f_t = 2{,}69)$
Spannung infolge Verkehrslast:
Abb. 7, oben $\rightarrow \sigma_{t,V,o} = 1{,}05$ N/mm²
$(1{,}05 < 0{,}5 \cdot f_t = 1{,}92)$

Nachweis:

Gl. 3 $\rightarrow \sigma_{tot,t,d} = \sigma_{t,T} \cdot \gamma_T + \varphi_{dyn} \cdot \sigma_{t,V} \cdot \gamma_V$

$\rightarrow \sigma_{tot,t,d} = 1{,}63 \cdot 1{,}1 + 1{,}3 \cdot 1{,}05 \cdot 1{,}2$

$\rightarrow \sigma_{tot,t,d} = 3{,}43$ N/mm²

Gl. 3 $\rightarrow f_{t,d} = f_t / \gamma_M = 3{,}84 / 1{,}25 = 3{,}07$ N/mm²

3,43 > 3,07 $\rightarrow$ Nachweis ist nicht erfüllt!

Durch die Verkleinerung der Plattenlänge auf 3 m und die Vergrößerung der Plattendicke auf 0,3 m wäre der Nachweis erfüllt. Das Verhältnis L/D = 10 wird jedoch als unwirtschaftlich betrachtet. Deshalb

sollten andere Alternativen überprüft werden, z. B. Erhöhung der Festigkeitsklasse des Betons oder die Verwendung eines NW-Zements. Im zweiten Fall könnten wesentlich größere Plattenlängen gewählt werden (siehe Fall 1b).

Fall 1b:
Nachweis der Spannungen an der Unterseite (Betonieren morgens im Sommer, NW-Zement)

Gewählt:
L/D = 30
Plattenlänge: 7,5 m
Plattendicke: 0,25 m

Einwirkungen:
Spannung infolge thermischer Beanspruchung:
Tab. 3 $\rightarrow \sigma_{t,T,u} = 0{,}5\ (0{,}033 \cdot 7{,}5 + 6{,}5 \cdot 0{,}25 - 0{,}15)$
$\rightarrow \sigma_{t,T,u} = 0{,}86$ N/mm² $(0{,}86 < 0{,}7 \cdot f_t = 2{,}69)$
Spannung infolge Verkehrslast:
Abb. 7, unten $\rightarrow \sigma_{t,V,u} = 0{,}95$ N/mm²
$(0{,}95 < 0{,}5 \cdot f_t = 1{,}92)$

Nachweis:
Gl. 3 $\rightarrow \sigma_{tot,t,d} = \sigma_{t,T} \cdot \gamma_T + \varphi_{dyn} \cdot \sigma_{t,V} \cdot \gamma_V$
$\rightarrow \sigma_{tot,t,d} = 0{,}86 \cdot 1{,}1 + 1{,}3 \cdot 0{,}95 \cdot 1{,}2$
$\rightarrow \sigma_{tot,t,d} = 2{,}43$ N/mm²
Gl. 3 $\rightarrow f_{t,d} = f_t / \gamma_M = 3{,}84 / 1{,}25 = 3{,}07$ N/mm²
2,43 < 3,07 $\rightarrow$ Nachweis ist erfüllt!

Im Rahmen eines Optimierungsprozesses kann durch Veränderung der Plattenabmessungen und neue Nachweisführung eine optimale wirtschaftliche Bemessung erfolgen.

Fall 2:
Nachweis der Spannungen an der Unterseite (Betonieren im Sommer nachmittags)

Identisch mit Fall 1b.

9 Zusammenfassung

Im vorliegenden Beitrag wurde ein neues Bemessungsverfahren für unbewehrte befahrbare Betonplatten in der Bauweise „ohne Verbund“ unter besonderer Berücksichtigung witterungsbedingter Beanspruchungen, die neben den Verkehrslasten vorherrschen, vorgestellt. Die Basis für dieses Bemessungsverfahren bildet ein neu entwickeltes komplexes numerisches Analysemodell, welches anhand von Versuchsergebnissen kalibriert und verifiziert wurde.

Das Bemessungsverfahren beruht auf einem normkonformen Sicherheitskonzept. Dabei wird dem tatsächlichen Trag- und Verformungsverhalten von Beton, d. h. seinen stofflich nichtlinearen Eigenschaften Rechnung getragen, was in dieser Form in bisherigen Bemessungsverfahren nicht erfolgte. Neben dem nichtlinearen Betonverhalten werden auch lastunabhängige und lastabhängige Betonverformungen unter Ausschöpfung der Zugfestigkeit wirklichkeitsnah berücksichtigt. Des Weiteren schließt das Bemessungsverfahren erstmals die Berücksichtigung maßgebender betontechnologischer und herstellungstechnischer Parameter (z. B. Betongüte, Betonierzeitpunkt, Herstellungsort, Nachbehandlung und Zementart) ein, welche den Verlauf der Nullspannungstemperatur wesentlich beeinflussen und somit eine genaue Bestimmung der thermischen Spannungen ermöglichen.

Der Bemessung liegen die Zugspannungen im mittleren Bereich der Platten zugrunde, da bedingt durch die Plattenverformungen die maximalen Spannungen in Plattenmitte entstehen. Basierend auf numerischen Berechnungsergebnissen wurden Bemessungsdiagramme und Bemessungsformeln entwickelt, welche den Zusammenhang zwischen den entstehenden Zugspannungen infolge Temperatur und den Plattenabmessungen, u. a. in Abhängigkeit vom Herstellungszeitpunkt, zeigen.

Der Nutzen dieses Bemessungsverfahrens besteht darin, dass auf der Grundlage des entwickelten Bemessungskonzepts durch die Ausschöpfung der günstigen Eigenschaften des Betons und ihrer Beeinflussungsmöglichkeiten sowie durch die genaue Erfassung der witterungsbedingten Beanspruchungen und herstellungstechnischer sowie betontechnologischer Randbedingungen dauerhafte befahrbare Betonplatten als Verkehrsflächen im Freien berechnet und wirtschaftlich hergestellt werden können. Dabei sind z. B. wesentlich wirtschaftlichere Ausführungen möglich als bei Anwendung der standardisierten, auf einer linear-elastischen Analyse beruhenden Bauweise des Straßenbaus.

10 Literatur

[1] Foos, S.: Unbewehrte Betonfahrbahnplatten unter witterungsbedingten Beanspruchungen. Dissertation an der Universität Karlsruhe (TH), 2005

[2] Müller, H. S., Foos, S.: Verformungsverhalten von Betonfahrbahndecken unter kritischen Beanspruchungen. Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben FE-Nr.: 08.159/2000/CGB der Bundesanstalt für Straßenwesen, Universität Karlsruhe (TH), 2004

[3] CEB-FIP Model Code 1990, Bulletin D'Information No. 213/214, Comité Euro-International du Béton, Lausanne, 1993

[4] RStO 01: Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2001

[5] Müller, H. S., Guse, U.: Untersuchungen zur Beanspruchung und Dauerhaftigkeit von Betonfahrbahnen. Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben

FE-Nr.: 08.156/1999/LRB der Bundesanstalt für Straßenwesen, Universität Karlsruhe (TH), 2005

[6] Niemann, P.: Gebrauchsverhalten von Betonplatten unter Einwirkungen infolge Last und Zwang. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 545, 2004

[7] Sodeikat, C.: Beanspruchung von Betonfahrbahnen mit sehr unterschiedlichen Eigenschaften von Ober- und Unterbeton durch Feuchte- und Temperaturgradienten. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 1, 2002

[8] DIN 1072: Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen. Beuth Verlag, Berlin, 1985

[9] Stamm, J.: Numerische Untersuchungen zum Einfluss der Dübel auf das Verformungs- und Spannungsverhalten von Fahrbahndecken aus Beton. Vertieferarbeit an der Universität Karlsruhe (TH), 1998

[10] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Beuth Verlag, Berlin, 2001

[11] DIN 1055-100: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln. Beuth Verlag, Berlin, 2001

[12] GruSiBau, 1. Auflage 1981: Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen. DIN Deutsches Institut für Normung e.V.

Beurteilung der Dauerhaftigkeit und Restnutzungsdauer von Betonbauteilen mittels probabilistischer Methoden

Michael Vogel, Edgar Bohner, Martin Günter und Harald S. Müller

Zusammenfassung

Karbonatisierungsinduzierte Korrosionsschäden an Stahlbetonbauwerken verursachen jährlich hohe Instandsetzungskosten. Diese Kosten steigen, je später eine Instandsetzung am betroffenen Bauteil erfolgt. Eine wirtschaftliche Instandhaltungsstrategie erfordert daher, dass der zu betreibende Aufwand – sowohl hinsichtlich des Umfangs als auch der zeitlichen Abfolge von Maßnahmen – unter Berücksichtigung der angestrebten Nutzungsdauer des Bauwerks optimiert wird. Dies setzt jedoch voraus, dass die Schadensentwicklung zuverlässig prognostiziert wird. Dabei ist es von großem Nutzen, wenn keine deterministischen, sondern probabilistische Aussagen getroffen werden. Hierdurch wird es möglich, in ingenieurmäßiger Form einen definierten Grenzzustand mit einem entsprechenden Sicherheitsniveau zu versehen. Im Fall der karbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion ist der Grenzzustand erreicht, wenn die wesentlichen Voraussetzungen für eine Bewehrungskorrosion erfüllt sind. Dazu gehören sowohl die Depassivierung des im Beton befindlichen Stahles infolge der Karbonatisierung als auch ein für die Korrosion ausreichender Feuchtegehalt im Bereich der Bewehrung. Erst das gleichzeitige Auftreten beider Korrosionsvoraussetzungen kann zur Bewehrungskorrosion und damit zu Schäden an Bauwerksoberflächen führen. Unter der kombinierten Anwendung experimenteller, numerischer und statistischer Methoden kann eine Abschätzung des zeitlichen Schädigungsverlaufes und des Schädigungsumfangs hinsichtlich der karbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion bewerkstelligt werden. Am Beispiel einer Sichtbetonfassade soll die oben genannte Vorgehensweise zur Restlebensdauerabschätzung exemplarisch aufgezeigt werden.

1 Einführung

In den aktuellen deutschen und europäischen Normen beruht die Abschätzung der Dauerhaftigkeit neu zu errichtender Bauwerke bislang noch auf einem deterministischen bzw. deskriptiven Konzept. Es ist jedoch bereits heute absehbar, dass in der nächsten Normengeneration die Dauerhaftigkeit von Betonbauwerken mittels probabilistischer Konzepte „bemessen“ wird. Die hierzu erforderlichen Werkzeuge sind in jüngster Vergangenheit weitestgehend entwickelt worden. Dies macht sich auch das hier vorgestellte Konzept der Dauerhaftigkeitsprognose zu Nutze.

Nach DIN 1045-1 [1] kann eine angemessene Dauerhaftigkeit eines Tragwerks als erfüllt angesehen werden, wenn u. a. konstruktive Maßnahmen sowie die Anforderungen an die Zusammensetzung und die Eigenschaften des Betons gemäß DIN EN 206-1 [2] und DIN 1045-2 [3] eingehalten sind. Im Zuge der Bemessung bzw. Ausführung wird eine ausreichende Dauerhaftigkeit dadurch realisiert, dass für die zu erwartenden Umgebungsbedingungen eines Bauteils die zutreffenden Expositionsklassen gemäß DIN EN 206-1 bzw. DIN 1045-2 bestimmt und die den Expositionsklassen zugeordneten Maßnahmen – wie Mindestzementgehalt, maximaler w/z-Wert, Mindestbetondeckung, Nachbehandlungsdauer usw. – umgesetzt werden. Das heißt, einer gewissen Beanspruchung bzw. Umwelteinwirkung (z. B. Kohlendioxid oder Chloride) wird eine bestimmte Beanspruchbarkeit bzw. ein bestimmter Widerstand (z. B. Mindestzementgehalt u. a.) zugeordnet. Diesem so genannten deskriptiven „Bemessungskonzept“, welches auf Erfahrungswerten basiert, liegt eine erwartete mittlere Lebens- bzw. Nutzungsdauer von 50 Jahren zugrunde.

Ein wesentlicher Nachteil des deskriptiven Konzeptes besteht darin, dass dem planenden Ingenieur nicht ersichtlich ist, mit welcher Häufigkeit bzw. Wahrscheinlichkeit ein Bemessungswert über- oder unterschritten wird. Des Weiteren bleibt dem Anwender des deskriptiven Konzeptes verborgen, welcher Sicherheitsabstand zwischen Einwirkung und Widerstand vorliegt. Diese Nachteile werden von einem probabilistischen Konzept überwunden. Ein solches Konzept benötigt u. a. Materialgesetze, die die zeitliche Veränderung von Einwirkung und Widerstand beschreiben. Unter Anwendung solcher Gesetze kann nach Festlegung von Grenzzuständen auch die Restnutzungsdauer prognostiziert werden.

Abbildung 1 zeigt die zeitliche Entwicklung von Einwirkung E und Widerstand R unter Berücksichtigung ihrer jeweiligen Streuung (Häufigkeitsverteilung). Der Zeitpunkt t_0 kennzeichnet z. B. einen Untersuchungszeitpunkt des Bauwerks, zu dem noch keine Schäden eingetreten sind. Im Verlauf der Zeit kann die Einwirkung auf ein Bauteil zunehmen (z. B. durch Frostbeanspruchung) und der Widerstand des Bauteils (geschädigtes Materialgefüge) abnehmen.

Auch die Häufigkeitsverteilungen können im Laufe der Zeit ihre Form ändern.

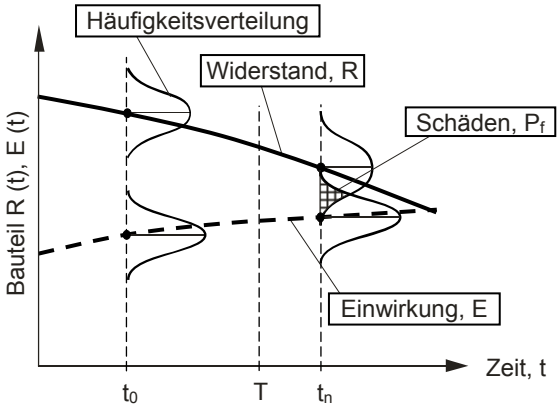


Abb. 1: Schema einer zeitabhängigen Zuverlässigkeitsbetrachtung [4] (modifiziert)

Mit zunehmender Zeit kommt es zu einer Überschneidung (schraffierter Bereich) beider Häufigkeitsverteilungen. Betrachtet man z. B. den Zeitpunkt t_n, so kennzeichnet die Größe der vorliegenden Überschneidung das Ausmaß der Schädigung am betreffenden Bauteil (für den betrachteten Schädigungsprozess). Der Zeitpunkt t = T könnte die vorgesehene Nutzungsdauer sein, bei der entsprechend der dargestellten Abhängigkeit ein gewisser Schadensumfang gerade noch toleriert wird.

Aus den oben genannten Gründen ist es von großem Nutzen, die Beurteilung der Dauerhaftigkeit bzw. die Abschätzung der Restnutzungsdauer von Betonbauten mit hohem Investitionswert und langer Nutzungsdauer unter Anwendung eines Sicherheitskonzeptes auf wahrscheinlichkeitstheoretischer Grundlage vorzunehmen. Die wissenschaftliche Untersuchung der o. g. Vorgehensweise zur Dauerhaftigkeitsprognose ist Gegenstand der Zuverlässigkeitstheorie.

2 Anwendung der Zuverlässigkeitstheorie zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit

2.1 Allgemeines

Die Methodik einer Restnutzungsdauerabschätzung von Betonbauwerken untergliedert sich in mehrere Arbeitsschritte, die in der nachfolgenden Tabelle 1 aufgeführt sind.

Tab. 1: Arbeitsschritte zur Durchführung einer Lebensdauerprognose

I	**Bauwerksuntersuchungen:** 1. Identifikation des Bauwerkszustands bzw. der Schäden 2. Bestimmung relevanter Materialparameter des Bauwerksbetons 3. Erfassung, Klassifizierung und Quantifizierung der Einwirkungen E(t) und der Widerstände R(t) 4. Auswahl geeigneter Schädigungs-Zeit-Gesetze 5. Statistische Quantifizierung der Modellparameter
II	**Festlegungen zum Bauwerk:** 6. Definition von Grenzzuständen für einzelne Schädigungsprozesse 7. Festlegung der Nutzungsdauer und der zulässigen Versagenswahrscheinlichkeit bzw. der erforderlichen Zuverlässigkeit
III	**Analytisch-statistische Untersuchungen:** 8. Statistische Modellierung der Modellparameter 9. Berechnung der grenzzustandsbezogenen Versagenswahrscheinlichkeit bzw. Zuverlässigkeit 10. Abschätzung der Lebens- bzw. Restlebensdauer des betreffenden Bauteils

Zur Darstellung der Systematik bei der Durchführung einer Lebensdauerprognose für Betonbauwerke werden im Nachfolgenden die Arbeitsschritte 4 bis 10 näher erläutert.

2.2 Schädigungs-Zeit-Gesetze

Eine zielsichere Abschätzung der Restnutzungsdauer für ein Bauteil hängt im Wesentlichen davon ab, wie genau das gewählte Modell die chemisch/physikalischen Vorgänge, die in der Realität ablaufen, abbildet bzw. beschreibt. Geeignete Modelle zur Beschreibung der physikalischen und chemischen Gesetzmäßigkeiten im Beton sind beispielsweise das Karbonatisierungsmodell und das Modell zur Beschreibung des Chlorideindringvorganges, die beide innerhalb des Brite EuRam III-Projektes (DuraCrete) entwickelt worden sind [5], [6]. Mit diesen Modellen können Dauerhaftigkeitsbetrachtungen an bestehenden und an zu errichtenden Betonbauwerken durchgeführt werden.

Zur Abschätzung der Restnutzungsdauer bestehender Gebäude kann ein vereinfachtes Schädigungs-Zeit-Gesetz zur Beschreibung des Karbonatisierungsfortschritts angewendet werden [7], siehe Gleichung (1).

$$d_K(t) = k \cdot t^{\alpha} \qquad (1)$$

mit:

$d_K(t)$ Karbonatisierungstiefe zum Zeitpunkt t [mm];
k Karbonatisierungskoeffizient; berücksichtigt die Eigenschaften des Betons sowie die örtlichen klimatischen Bedingungen [mm/a$^{\alpha}$];
t Zeit in Jahren [a];
α Konstante, die den Einfluss der mikroklimatischen Bedingungen an der Betonoberfläche berücksichtigt [-]; (α liegt im Bereich von 0,15 bis 0,5) [8].

Im Rahmen dieser Arbeit wird die Konstante α konservativ mit 0,5 angesetzt.

Die zeitliche Entwicklung des „Schädigungsvorganges“ der Karbonatisierung im Beton kann unter Anwendung der Gleichung (1) abgeschätzt werden [7], [8]. Die nachfolgende Abbildung 2 zeigt u. a. schematisch die zeitliche Entwicklung der Karbonatisierung der Betonrandzone [9].

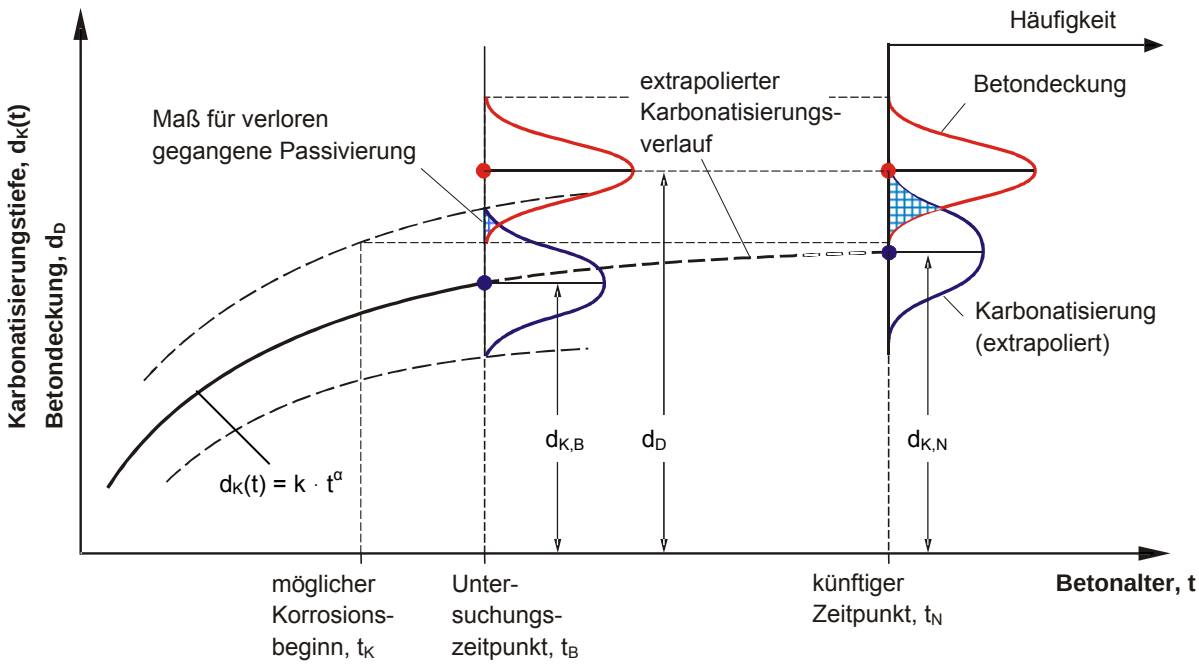


Abb. 2: Schematische Darstellung der zeitlichen Entwicklung der Karbonatisierung des Betons – Mittelwerte und Streubereiche der zeitabhängigen Karbonatisierungstiefe $d_K(t)$ und der Betondeckung d_D. Formel: t = Zeit; α = Konstante; k = Karbonatisierungskoeffizient

Der Karbonatisierungskoeffizient k eines unbekannten Betons wird unter Verwendung der Gleichung (1) dadurch ermittelt, indem zum Zeitpunkt t_B (das Bauwerksalter ist bekannt) die mittlere Karbonatisierungstiefe $d_K(t_B)$ am betreffenden Betonbauteil gemessen wird. Unter Verwendung des ebenfalls erfassten Wertes der mittleren Betondeckung d_D lässt sich der Zeitpunkt ermitteln, an dem die Karbonatisierungsfront die Bewehrung erreichen wird und damit einhergehend der alkalische Schutz am Bewehrungsstahl verloren geht (Depassivierungszeitpunkt), siehe Abbildung 2.

2.3 Statistische Quantifizierung der Modellparameter

Die meisten Modellvariablen sind keine festen Werte, sondern streuende Größen (z. B. Karbonatisierungstiefe und Betondeckung). Daher ist es notwendig eine statistische Quantifizierung der Modellparameter durchzuführen. Die statistisch zu modellierenden Parameter des Schädigungs-Zeit-Gesetzes nach Gleichung (1) sind die Karbonatisierungstiefe $d_K(t)$ zum Zeitpunkt t sowie die Betondeckung d_D.

Erfolgt die Ermittlung des Karbonatisierungsfortschritts $d_K(t)$ sowie die Betonüberdeckung d_D unter Berücksichtigung ihrer streuenden Eigenschaften, so lässt sich aus dem vorhandenen Überlappungsbereich (schraffierter Bereich in Abbildung 2) der beiden Häufigkeitsverteilungen die Wahrscheinlichkeit für die verloren gegangene Passivierung der oberflächennahen Bewehrung ermitteln. Das Schema dieser Vorgehensweise ist in Abbildung 2 zu erkennen [9]. Weiterhin gilt, dass die Größe des Überlappungsbereiches, d. h. die Versagenswahrscheinlichkeit von der relativen Position der jeweiligen Verteilungen, der Art der Verteilung und der Größe der Streuung der jeweiligen Häufigkeitsverteilungen abhängig ist. Diese Merkmale der streuenden Größen $d_K(t)$ und d_D sind zu quantifizieren bzw. zu bestimmen.

2.4 Schädigungsprozesse und Grenzzustände

Der an Betonbauteilen identifizierte Schädigungsprozess kann prinzipiell in verschiedene Schädigungsphasen unterteilt werden, wobei jede Schädigungsphase mit einem eigenen Stoffgesetz beschrieben werden kann. Beispielsweise wird der Schädigungsprozess bei der karbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion, die bei Stahlbetonkonstruktionen eine entscheidende Rolle spielt, in mehrere Phasen unterteilt, siehe Abbildung 3.

In der ersten Phase – der Einleitungsphase – findet infolge der Karbonatisierung des Betons eine Depassivierung des im Randbereich des Betonquerschnitts befindlichen Bewehrungsstahls statt, wobei die den Stahl schützende Passivschicht aus Eisenoxid zerstört wird. Die anschließende Phase der Bewehrungskorrosion – die Beanspruchungsphase – erfolgt, wenn sich für einen weiteren Schädigungsprozess günstige Randbedingungen einstellen. Diese Randbedingungen ergeben sich u. a. aus dem Feuchtehaushalt und dem Sauerstoffangebot innerhalb der Betonrandzone bzw. am Bewehrungsstahl. In der Beanspruchungsphase wird der Bewehrungsstahl unter Volumenzunahme in Korrosionsprodukte umgewandelt, die – als Einleitung der Schädigungsphase – zu ersten Haarrissen in der Betondeckung führen (Mikrorisse). Bei weiterer Entstehung von Kor-

rosionsprodukten am Bewehrungsstahl wächst der Sprengdruck in der Betonrandzone soweit an, dass es zu starken Rissbildungen und letztendlich zu Abplatzungen der Betondeckung kommt. Sind bereits sichtbare Betonabplatzungen am betreffenden Bauteil vorhanden, ist eine Instandsetzungsmaßnahme nur mit hohem wirtschaftlichen Aufwand, verbunden mit einem deutlichen Eingriff in die Bausubstanz, zu realisieren. Abbildung 3 veranschaulicht die mit fortlaufender Schädigung des Bauwerks verbundenen nachteiligen Konsequenzen und definiert die maßgebenden Grenzzustände.

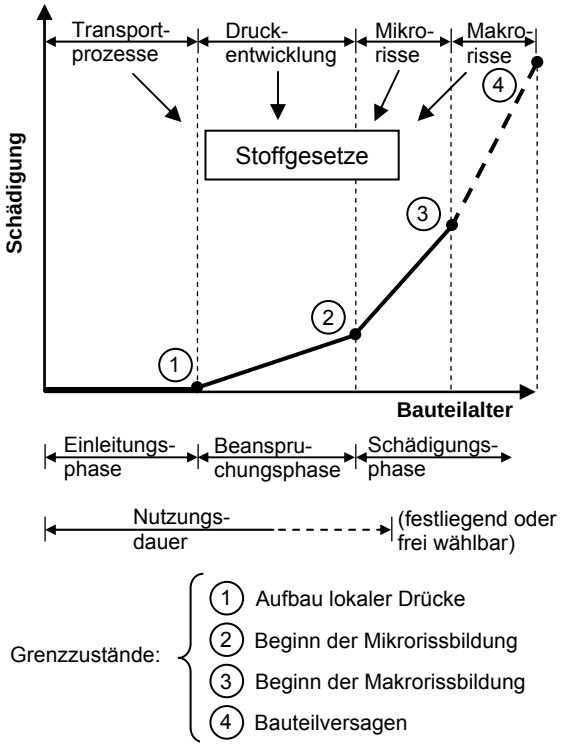


Abb. 3: Schädigungsprozess durch Bewehrungskorrosion [10] (modifiziert)

Der Grenzzustand ist ein Zustand, bei dessen Überschreitung das Tragwerk aufhört, den festgelegten Nutzungsbedingungen zu entsprechen. Die geeignete Wahl eines Grenzzustandes ist maßgebend für die Wirtschaftlichkeit einer am Bauteil vorzunehmenden Instandsetzungsmaßnahme.

2.5 Nutzungs- und Lebensdauer von Bauwerken

Die Nutzungsdauer eines Bauwerks ist eine Planungsgröße. In der Tabelle 2 sind Beispiele unterschiedlicher Bauwerke einschließlich verschiedener Planungsgrößen für die Nutzungsdauer aufgezeigt. Unter der Nutzungsdauer wird der Zeitraum der vorgesehenen Nutzung des Bauwerks verstanden, innerhalb derer eine ausreichende Sicherheit und Zuverlässigkeit zu gewährleisten sind.

Als Lebensdauer eines Bauwerks wird diejenige Zeitspanne definiert, die vom Ende der Bauwerksfertigstellung (i. d. R. der Beginn der Bauwerksnutzung) bis zum Eintritt eines Versagensfalles reicht [11].

Tab. 2: Nutzungsdauern verschiedener Tragwerke [12] (modifiziert)

Planungsgröße der Nutzungsdauer (in Jahren)	Beispiele
10	Tragwerke mit befristeter Standzeit
10 bis 25	Austauschbare Tragwerksteile, z. B. Kranbahnträger, Lager
15 bis 30	Landwirtschaftlich genutzte und ähnliche Tragwerke
50	Gebäude und andere gewöhnliche Tragwerke
100	Monumentale Gebäude, Brücken und andere Ingenieurbauwerke

Die Anforderungen der DIN EN 206-1 bzw. der DIN 1045-2 bezüglich der Grenzwerte für die Zusammensetzung und die Eigenschaften von Beton beziehen sich auf eine beabsichtigte Nutzungsdauer von mindestens 50 Jahren unter üblichen Instandhaltungsbedingungen.

2.6 Versagenswahrscheinlichkeit und Grenzzustandsfunktion

Die Zuverlässigkeit ist die Wahrscheinlichkeit, mit der ein definierter Grenzzustand für einen vorgegebenen Bezugszeitraum nicht überschritten wird. Das Maß für die Zuverlässigkeit ist die Überlebenswahrscheinlichkeit $P_Ü = (1 - P_f)$, wobei P_f die Versagenswahrscheinlichkeit für eine bestimmte Versagensart und einen definierten Bezugszeitraum (z. B. Nutzungsdauer) darstellt. Anhand der Gegenüberstellung von Widerstand R und Einwirkung E ist es möglich, die Grenzzustandsfunktion G zu formulieren, siehe Gleichung (2):

$$G = R - E \qquad (2)$$

Die Funktion G stellt die elementare Form einer Grenzzustandsfunktion dar, wobei R und E in Gleichung (2) Zufallsvariablen sind. Nimmt G den Wert Null an, ist der Grenzzustand gerade erreicht. Wird die Grenzzustandsfunktion als normalverteilt angenommen und werden Einwirkung E und Widerstand R mit Mittelwert μ und Standardabweichung σ eingeführt, lassen sich die stochastischen Eigenschaften der Funktion G in Form einer Verteilungsfunktion darstellen, siehe Abbildung 4.

Mit der Einführung des so genannten Zuverlässigkeitsindex β (auch Sicherheitsindex genannt), der das Verhältnis μ_g/σ_g angibt, kann ein direkter Zusammenhang zwischen der Versagenswahrscheinlichkeit P_f und dem Zuverlässigkeitsindex β hergestellt werden. Der Abbildung 4 ist zu entnehmen,

dass mit zunehmendem Wert des Zuverlässigkeitsindexes β der Wert der zugehörigen Versagenswahrscheinlichkeit P_f abnimmt.

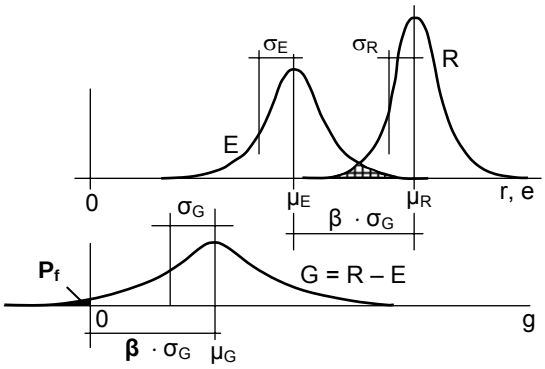


Abb. 4: Versagenswahrscheinlichkeit P_f und Zuverlässigkeitsindex β [13] (modifiziert)

Bei normalverteilter Grenzzustandsfunktion G kann die Versagenswahrscheinlichkeit P_f mit Gleichung (3) direkt ermittelt werden:

$$P_f = P\,(G \leq 0) = \Phi\,(-\beta) \qquad (3)$$

Darin ist Φ die Wahrscheinlichkeitsverteilung nach der Normalverteilung. Der Zusammenhang zwischen dem Zuverlässigkeitsindex β und der Versagenswahrscheinlichkeit P_f ist aus der nachfolgend gegebenen Tabelle 3 ersichtlich.

Tab. 3: Beziehung zwischen β und P_f [12]

P_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}
β	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27

Im Fall von mehreren oder beliebig verteilten Variablen sowie bei einer nichtlinearen Grenzzustandsfunktion werden Näherungsverfahren zur Ermittlung der Zuverlässigkeit bzw. Versagenswahrscheinlichkeit angewandt [14]. Zu diesen Näherungsverfahren zählt u. a. auch das Zuverlässigkeitsverfahren 1. Ordnung (FORM = **F**irst-**O**rder-**R**eliability-**M**ethod), das unter Verwendung des Software-Programms COMREL [15] durchgeführt werden kann.

Dauerhaftigkeitsprobleme an Betonkonstruktionen stehen im Zusammenhang mit zeitabhängigen Schädigungsprozessen. Daher muss zur Beurteilung der Bauwerkszuverlässigkeit ein Bezugszeitraum angegeben werden. Die Tabelle 4 enthält Zielwerte für Zuverlässigkeitsindizes β für ein gefährdetes Bauwerkselement und beabsichtigter Nutzungsdauer (vgl. Tabelle 2) für den Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit [16].

Die Abstufungen der Werte des Zuverlässigkeitsindexes β in Tabelle 4 spiegeln die Tatsache wider, dass z. B. bei einem im Zuge der Bauwerkserstellung bereits getätigten großen Aufwand zur Sicherstellung der Zuverlässigkeit eines Betonbauteils (z. B. Betonqualität oder Nachbehandlungsdauer) die Annahme eines niedrigen Zuverlässigkeitsniveaus zum Ende der beabsichtigten Nutzungsdauer des Bauteils gerechtfertigt ist.

Tab. 4: Zielwerte des Zuverlässigkeitsindexes β [16]

Größe des Aufwands für Zuverlässigkeit	Zuverlässigkeitsindex β
groß	1,0
mittel	1,5
klein	2,0

Anzumerken ist, dass die Festlegung des erforderlichen Sicherheitsniveaus im Rahmen einer Dauerhaftigkeitsbemessung bzw. die Abschätzung der Restnutzungsdauer von vielen Einflussfaktoren abhängt, wie u. a. von der Genauigkeit des Schädigungsmodells, dem Umfang der statistischen Modellierung und den Schadensfolgen. Aus diesen Gründen ist es ratsam, die Festlegung eines Sicherheitsniveaus in Abhängigkeit von der jeweiligen Problemstellung zu wählen. Das heißt, dass der zu wählende Grad der Zuverlässigkeit auf die Versagensart und die Schadensfolgen abgestimmt werden muss. In jedem Fall ist zu prüfen, ob Sicherheitsanforderungen in Normen eingehalten sind.

Im Fall einer karbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion ist ein möglicher Grenzzustand der Zeitpunkt, an dem der passivierende Schutz des Bewehrungsstahls aufgehoben wird, d. h. das Ende der Einleitungsphase erreicht wird (siehe Abbildung 3). Bei diesem Grenzzustand ist die Karbonatisierungstiefe $d_K(t)$ zum Zeitpunkt $t = t_{grenz}$ gleich der Tiefe der Betondeckung d_D, siehe Gleichung (4).

$$d_K(t = t_{grenz}) = d_D \qquad (4)$$

Zu berechnen ist demnach die zeitabhängige Wahrscheinlichkeit, an dem der zuvor definierte Grenzzustand erreicht wird. Das Erreichen des Grenzzustands nach Gleichung (4) wird als „Versagen“ eingestuft. In diesem Zusammenhang handelt es sich nicht um ein tatsächliches Versagen der Konstruktion, sondern um einen ungewollten Bauteilzustand, der vor dem Hintergrund ökonomischer Überlegungen nicht überschritten werden sollte.

Die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit für den ungewollten Bauteilzustand „Karbonatisierungsfront erreicht die Bewehrung“ erfolgt mit Gleichung (5):

$$P_f = P\,\{d_D - d_K(t) < 0\} \leq P_{Ziel} \qquad (5)$$

Dabei ist P_{Ziel} die Zielversagenswahrscheinlichkeit (auch „zulässige Versagenswahrscheinlichkeit“ genannt), die im Rahmen einer Zuverlässigkeitsbetrachtung eingehalten werden soll.

Diejenigen Eingangsparameter der Grenzzustandsfunktion, die mit ihren statistischen Merkmalen berücksichtigt werden, sind so genannte Basisvariablen. Die Einflussgrößen der Grenzzustandsfunktion,

die einen Zufallscharakter besitzen, müssen anhand ihrer wichtigsten kennzeichnenden Größen – Verteilungsfunktion, Mittelwert und Standardabweichung – beschrieben werden. Detaillierte Informationen zu dieser Vorgehensweise sind aus [13] zu entnehmen.

2.7 Systemzuverlässigkeit

Die bisherigen Zuverlässigkeitsbetrachtungen bezogen sich auf Bauteile (Elemente eines Bauwerks). Zur Beurteilung der Zuverlässigkeit eines gesamten Bauwerks bzw. Systems sowie zur Beurteilung kombinierter Beanspruchungen an einem Bauteil sind weitere Überlegungen notwendig.

Ein System ist eine Anordnung von Elementen, die zusammenwirkend eine bestimmte Aufgabe erfüllen und die miteinander in irgendeiner Weise verknüpft sind [13]. Innerhalb der Verknüpfung der Systemelemente wird grundsätzlich zwischen zwei Elementanordnungen – das Seriensystem und das Parallelsystem – unterschieden.

Mit Hilfe mathematischer Verknüpfungen auf der Grundlage der Berechnung von Serien- und Parallelsystemen kann die Wahrscheinlichkeit für das Versagen des Gesamtsystems berechnet werden.

Die Versagenswahrscheinlichkeit eines Seriensystems liegt in den nachfolgend aufgeführten Grenzen, siehe Rechenvorschrift (6):

$$\max\,[P_{fi}] \le P_{f,Serie} \le 1-\prod_{i=1}^{n}(1-P_{fi}) < \sum_{i=1}^{n} P_{fi} \qquad (6)$$

Mit der Rechenvorschrift (7) kann die obere und untere Grenze der Versagenswahrscheinlichkeit für Parallelsysteme ermittelt werden:

$$\prod_{i=1}^{n} P_{fi} \le P_{f,Parallel} \le \min[P_{fi}] \qquad (7)$$

Darin sind $P_{f,Serie}$ bzw. $P_{f,Parallel}$ die Versagenswahrscheinlichkeiten des Serien- bzw. Parallelsystems und P_{fi} die Versagenswahrscheinlichkeiten der entsprechenden Systemelemente.

Beim Seriensystem kennzeichnet die untere Grenze den Zustand, dass alle Systemelemente voll korreliert sind und die obere Grenze den Zustand, dass sämtliche Systemelemente stochastisch unabhängig sind. Im Fall des Parallelsystems wird bei stochastischer Unabhängigkeit der Systemelemente die untere Grenze angenommen und bei voller Korrelation der Elemente die obere Grenze gewählt [17].

3 Methodik und Vorgehensweise bei der Dauerhaftigkeitsprognose am Beispiel einer Sichtbetonfassade

3.1 Allgemeines

Nachdem oben die Grundlagen des Konzepts zur Nutzungs- bzw. Lebensdauerprognose von Betonbauteilen vorgestellt wurden, soll am Beispiel einer Sichtbetonfassade exemplarisch die Methodik zur Beschreibung der Dauerhaftigkeit von Betonrandzonen bzw. zur Abschätzung des gegenwärtigen und zukünftigen Schadenspotentials von Bauteilbereichen aufgezeigt werden. Hierbei wird der Schwerpunkt der Betrachtungen auf der Prognose der Schäden liegen, die durch karbonatisierungsinduzierte Korrosion der Bewehrung hervorgerufen werden.

Bei der Instandsetzung von Sichtbetonflächen ist es von zentraler Bedeutung, die Eingriffe in die Bausubstanz auf das technisch notwendige Mindestmaß zu begrenzen. Um dies sicherzustellen, muss der Zustand der Bauwerksoberflächen möglichst genau erfasst werden. Hierzu sind eingehende Bauwerksuntersuchungen erforderlich, die sich nicht ausschließlich auf bereits augenscheinlich schadhafte Bereiche, sondern im Wesentlichen auf nicht geschädigte Bereiche erstrecken.

Die Erfassung des Zustandes der Betonrandzone der Sichtbetonbauteile in Verbindung mit der Prognose der zukünftigen Schadensentwicklung mittels probabilistischer Methoden sollte möglichst so detailliert durchgeführt werden, dass sichere Aussagen über den Umfang der instand zu setzenden Bauteilbereiche und die Schadensentwicklung der bislang schadensfreien Bereiche möglich werden. Aus Gründen der Wirtschaftlichkeit und Nachhaltigkeit durchzuführender Maßnahmen sowie ggf. des Denkmalschutzes ist eine Instandsetzung nach dem Grundsatz „so viel wie nötig, so wenig wie möglich“ anzustreben. Somit ist eine Minimierung des Eingriffs in die Bausubstanz bei gleichzeitigem Erhalt eines maximalen Anteils von originalen Oberflächen gewährleistet [9].

3.2 Untersuchungsobjekt Norishalle

Bei dem zu untersuchenden Objekt handelt es sich um die Sichtbetonfassadenfläche der unter Denkmalschutz stehenden Norishalle (Stadt Nürnberg), siehe Abbildung 5 sowie [18].

Abb. 5: Ansicht der Südwestfassade der Norishalle

Die aus mehreren Gebäudeteilen bestehende Norishalle wurde in den Jahren 1966 bis 1969 errichtet. Sowohl die Innen- als auch die Außenflächen sind in Sichtbeton ausgeführt. Der Gebäudekomplex besteht aus einem Bürogebäude mit Flachdach sowie aus einem Hallenbau mit kombiniertem Flach/Sheddach. Zwischen beiden Gebäudeteilen befindet sich ein In-

nenhof mit zwei, jeweils randseitig angeordneten, einstöckigen Verbindungsbauten mit Flachdächern. Der Gebäudekomplex der Norishalle ist insgesamt 70,0 m lang und 24,5 m breit. Der Verwaltungsbau besitzt eine Gesamthöhe von 13,3 m. Der Hallenbau ist 11,0 m hoch. Im Jahre 1997 wurde der Gebäudekomplex in die Denkmalliste aufgenommen. Somit ist die Norishalle als historisch bedeutsames Bauwerk einzustufen.

Die durchgeführten Dauerhaftigkeitsprognosen für den Schädigungsfall der karbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion werden im Folgenden exemplarisch für die Südwestfassade der Norishalle aufgezeigt.

3.3 Voruntersuchungen

Die Untersuchungen für eine zuverlässige Prognose müssen Aussagen zum Korrosionsschutz der Bewehrung sowie zur Entwicklung der Bewehrungskorrosion und der daraus resultierenden Schäden ermöglichen.

Zu diesem Zweck sind eine Reihe von Voruntersuchungen (siehe auch Tabelle 1, Arbeitsschritte 1, 2 und 3) notwendig, die die Grundlage für eine Prognose der Korrosionswahrscheinlichkeit der Bewehrung liefern. Diese lassen sich im Wesentlichen in folgende Maßnahmen untergliedern:

- baugeschichtliche Erkundungen,
- Vor-Ort-Untersuchungen und Probenahmen,
- Laboruntersuchungen.

Darüber hinaus sind zur Bestimmung des Bauwerkszustandes als Grundlage einer Instandsetzung weitere Untersuchungen notwendig, auf die jedoch hier nicht weiter eingegangen wird, siehe hierzu [9], [19].

3.3.1 Baugeschichtliche Erkundungen

Die baugeschichtlichen Erkundungen sollten nach Möglichkeit Informationen zu folgenden Punkten liefern:

- Alter des Bauwerks,
- An- bzw. Umbaumaßnahmen; statisch-konstruktive Eingriffe in das Bauwerk,
- Umnutzungen; Änderungen der raumklimatischen Verhältnisse,
- Art, Umfang und Zeitpunkt von ggf. auf die Betonoberflächen aufgebrachten Hydrophobierungen, Imprägnierungen oder Beschichtungen.

Die Norishalle war zum Untersuchungszeitpunkt 35 Jahre alt. Weiterhin ist festzuhalten, dass der Gebäudekomplex zwischen den Jahren 1999 und 2000 umgebaut wurde. An der Südwestfassade wurden in der Vergangenheit diverse Reparaturen durchgeführt. Im Jahre 2003 fanden unter der Federführung des Hochbauamtes der Stadt Nürnberg Begehungen und visuelle Begutachtungen der Norishalle statt. Im Anschluss daran wurden eine Reihe von Untersuchungen und Musterinstandsetzungen durchgeführt. Hydrophobierungen, Imprägnierungen oder Beschichtungen wurden an der Südwestfassade nicht festgestellt. Die Norishalle wird als Stadtarchiv genutzt und beherbergt darüber hinaus die Naturhistorische Gesellschaft.

3.3.2 Vor-Ort-Untersuchungen und Probenahmen

Die nachfolgend für die Prognose erforderlichen materialtechnischen Daten zu den Sichtbetonflächen müssen unter Anwendung von zerstörenden sowie zerstörungsfreien Mess- und Untersuchungsmethoden am Bauwerk beschafft werden:

- Art, Lage und Umfang der Schäden,
- Lage und Umfang augenscheinlich schadensfreier Bauwerksoberflächen,
- Korrosion und Korrosionsschutz der Bewehrung in den oberflächlich nicht oder nur geringfügig geschädigten Bauwerksbereichen,
- Textur und Abwitterungszustand der Betonoberfläche,
- Art, Lage und Verlauf von Rissen.

Hierbei ist die Auswahl repräsentativer Untersuchungsbereiche für die Erstellung einer zuverlässigen Dauerhaftigkeitsprognose von großer Bedeutung. Die Stichprobenanzahl (Anzahl der an verschiedenen Stellen durchzuführenden Messungen und Untersuchungen) muss jeweils ausreichend hoch gewählt werden.

Folgende Messungen und Untersuchungen sind in allen für das Bauwerk repräsentativen Bereichen durchzuführen:

- Messung der Karbonatisierungstiefe $d_K(t)$,
- Messung der Betondeckung der Bewehrung d_D,
- Ermittlung der Stabdurchmesser der Bewehrung,
- Überprüfung von Art und Umfang der Bewehrungskorrosion,
- Ermittlung der Schadstoffbelastung (z. B. durch Chloride,
- Beurteilung des Gefüges der Betondeckungsschicht,
- Messung von Rissbreiten,
- Ermittlung des Mikroklimas im Bauteilbereich.

Bei der Ermittlung und Aufbereitung der o. g. Daten ist es erforderlich, die gewonnenen Messwerte mit den Informationen zur Lage, zur Orientierung und zum Mikroklima des Messbereiches am Bauteil zu verknüpfen, so dass eine differenzierte Auswertung der Daten erfolgen kann.

Um die notwendigen und nachstehend beschriebenen Laboruntersuchungen durchführen zu können, müssen Proben, u. a. in Form von Bohrkernen, aus dem Bauwerk entnommen werden.

Die Südwestfassade der Norishalle wurde entsprechend den oben aufgeführten Kriterien untersucht.

Die statistischen Kennwerte (Basisvariablen) zur probabilistische Dauerhaftigkeitsprognose der Fassade der Norishalle für den Schädigungsfall einer karbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion sind in der nachfolgenden Tabelle 5 aufgeführt (vgl. Gleichung (1)).

Tab. 5: Basisvariablen des Schädigungs-Zeit-Gesetzes

Parameter	Dimension	Bemerkung
$d_K(35)$,	mm	Einwirkung E
d_D	mm	Widerstand R

Die zu ermittelnde Versagenswahrscheinlichkeit (Depassivierungs- bzw. Korrosionswahrscheinlichkeit) hängt u. a. von den auftretenden Streuungen der in der Tabelle 5 angegebenen Basisvariablen ab.

3.3.3 Laboruntersuchungen

Zur Beurteilung des durch Bewehrungskorrosion vorhandenen Schadenspotentials ist es erforderlich, die Größe und den Verlauf des Feuchtegehalts innerhalb der Betonrandzone zu kennen. Um langwierige In-situ-Messungen zu vermeiden, kann mit Hilfe numerischer Simulationen das thermische und hygrische Verhalten des Bauteilquerschnittes abgeschätzt werden.

Zur realistischen Berücksichtigung der Eigenschaften des Betons der Bauteilrandzone müssen im Rahmen der Laboruntersuchungen an entnommenen Proben u. a. folgende Kennwerte ermittelt werden:

- Rohdichte und Reindichte,
- Gesamtporosität und Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck sowie unter Druck von 150 bar,
- kapillarer Wasseraufnahmekoeffizient,
- Diffusionskoeffizient,
- Kapillarporosität (Porengrößenverteilung),
- Feuchtespeicherfähigkeit.

Weitere Materialkennwerte (z. B. Wärmeleitfähigkeit, spezifische Wärmekapazität) lassen sich aus einschlägigen Datenbanken entnehmen.

3.4 Quantifizierung und statistische Modellierung der Basisvariablen

Wie bereits erwähnt, üben u. a. der Verteilungstyp und die Größe der Streuung der jeweiligen Häufigkeitsverteilungen (Einwirkung E und Widerstand R) einen Einfluss auf die zu ermittelnde Versagenswahrscheinlichkeit und somit auch auf das Ergebnis der Lebensdauerprognose aus. Daher ist es notwendig, die am Bauwerk gemessenen Daten statistisch aufzubereiten, so dass die oben erwähnten Einflüsse erfasst werden und in die Berechnungen einfließen können.

Die Messwerte der Betondeckung d_D sowie der Karbonatisierungstiefe $d_K(35)$ können im Grundsatz mit der Normalverteilung N, der Lognormalverteilung LN und der Betaverteilung B beschrieben werden [20]. Im vorliegenden Fall wurde die Betondeckung d_D und die Karbonatisierungstiefe $d_K(35)$ mit den oben genannten drei Verteilungstypen modelliert.

Die Auswertung der an der Südwestfassade ermittelten Messwerte der Betondeckung d_D und der Karbonatisierungstiefe $d_K(35)$ erfolgte mit dem Statistikprogramm STATREL [15]. Neben der Auswahl der passenden Verteilungs- bzw. Dichtefunktion nach physikalischen Gesichtspunkten erfolgte auch eine Überprüfung der Güte der Anpassung mittels geeigneter statistischer Testverfahren [13].

Die Abbildungen 6 und 7 zeigen Dichtefunktionen der verschiedenen Verteilungstypen für den Messwert Betondeckung d_D und den Messwert Karbonatisierungstiefe $d_K(35)$ zum Untersuchungszeitpunkt t = 35 Jahre.

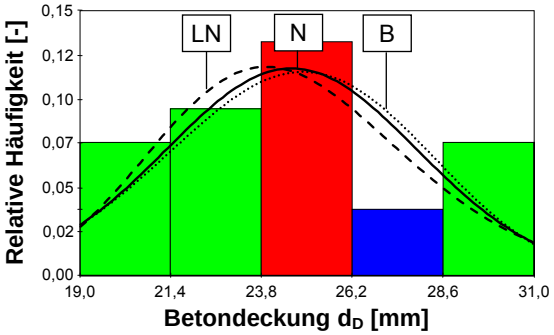


Abb. 6: Darstellung der an die Messwerte der Betondeckung d_D angepassten Dichtefunktionen (LN = Lognormalverteilung, N = Normalverteilung, B = Betaverteilung)

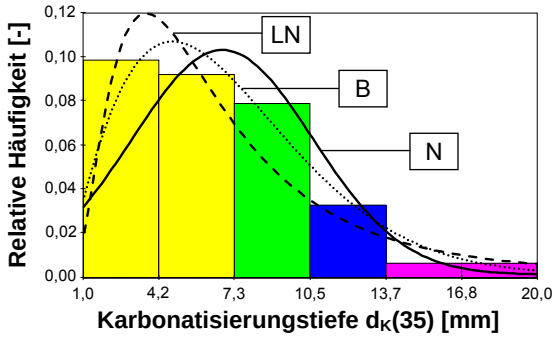


Abb. 7: Darstellung der an die Messwerte der Karbonatisierungstiefe $d_K(35)$ angepassten Dichtefunktionen (LN = Lognormalverteilung, N = Normalverteilung, B = Betaverteilung)

Während bei der Betondeckung d_D die Anpassung der unterschiedlichen Wahrscheinlichkeitsverteilungen (Lognormalverteilung, Normalverteilung und Betaverteilung) an die ermittelten Messdaten kaum Unterschiede aufweist, sind signifikante Unterschiede im Fall der Karbonatisierungstiefe $d_K(35)$ zu erkennen. Für die weitere Zuverlässigkeitsanalyse wird zur Modellierung der Betondeckung d_D eine Betaverteilung angenommen, während zur Modellierung der Karbonatisierungstiefe $d_K(35)$ sämtliche Verteilungstypen herangezogen werden. Dadurch soll der relative Einfluss der statistischen Modellierung der Modellparameter auf die zu ermittelnde Versagenswahrscheinlichkeit (Depassivierungs- bzw. Korrosionswahrscheinlichkeit) eingehender untersucht werden.

3.5 Prognose des Karbonatisierungsfortschritts

Der Überlappungsbereich (Versagenswahrscheinlichkeit) der ermittelten Dichtefunktionen aus Einwirkung E und Widerstand R wird – wie unter Abschnitt 2.3 erläutert – anhand des numerischen Näherungsverfahrens FORM bestimmt und als zum Zeitpunkt t vorhandene Zuverlässigkeit (Zuverlässigkeitsindex β) ausgedrückt. Anschließend lässt sich aus der Gegenüberstellung von vorhandener Zuverlässigkeit zu erforderlicher Zuverlässigkeit zum Betrachtungszeitpunkt die „Restlebensdauer“ (hier definiert als Dauer bis zum Beginn der Depassivierung der Bewehrung) des betrachteten Bauteils abschätzen. Zuvor sind geeignete Annahmen hinsichtlich der Nutzungsdauer und erforderlichen Zuverlässigkeit bzw. der zulässigen Versagenswahrscheinlichkeit zu treffen.

Die Norishalle besitzt den Status eines Denkmals und stellt somit ein historisch bedeutsames und erhaltenswertes Bauwerk dar. Diese Tatsache rechtfertigt die Entscheidung, die exemplarische Dauerhaftigkeitsprognose für einen Bezugszeitraum von 100 Jahren durchzuführen. Die Zielversagenswahrscheinlichkeit P_{Ziel} wird über den Zuverlässigkeitsindex β gemäß Tabelle 4 festgelegt. Es wird davon ausgegangen, dass zum Zeitpunkt der Planung und Erstellung (1966-69) der Norishalle ein für die damaligen Verhältnisse im Betonbau zeitgemäßer Aufwand zur Sicherheit der Bauwerksdauerhaftigkeit betrieben wurde. Folglich muss zum Ende der erwarteten Nutzungsdauer (vgl. Abschnitt 2.6) eine ausreichend hohe Zuverlässigkeit angestrebt werden. Der Zielwert des Zuverlässigkeitsindexes beträgt demnach β = 2,0 und entspricht einer Versagenswahrscheinlichkeit P_{Ziel} von ungefähr 2,3 %. Im vorliegenden Fall bedeutet dies, dass sich beim Erreichen des Zielwertes von β = 2,0 ca. 2,3 % der Bewehrung im depassivierten Bereich befinden.

Die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit P_f erfolgt unter Verwendung der Software STRUREL [15]. Die in das Berechnungsprogramm zu implementierende Grenzzustandsfunktion ist durch die Gleichung (5) definiert. Bei den Berechnungen wurde die Betondeckung d_D durchgängig mittels der Betaverteilung B modelliert. Die statistische Modellierung der Karbonatisierungstiefe $d_K(35)$ erfolgte, wie oben bereits erwähnt, anhand der Normalverteilung N, der Lognormalverteilung LN und der Betaverteilung B. Die Berechnungen erhalten demnach die Bezeichnungen B/N, B/LN und B/B für die Parameter $d_D/d_K(35)$.

Die Darstellung der Berechnungsergebnisse in Abbildung 8 zeigt einerseits, dass die statistische Modellierung der Modellvariablen einen deutlichen Einfluss auf die zu ermittelnde Restlebensdauer der Südwestfassade ausübt. Andererseits ist deutlich zu erkennen, dass der geforderte Zuverlässigkeitsindex β von 2,0 zum Zeitpunkt t = 100 Jahren in sämtlichen Berechnungsfällen unterschritten wird. Somit wird vor dem Erreichen der vorgesehenen Nutzungsdauer des Bauteils der Grenzzustand „Karbonatisierungsfront erreicht die Bewehrung“ (kurz mit „K“ bezeichnet) eintreten. Damit wäre eine wesentliche Voraussetzung für eine Bewehrungskorrosion erfüllt.

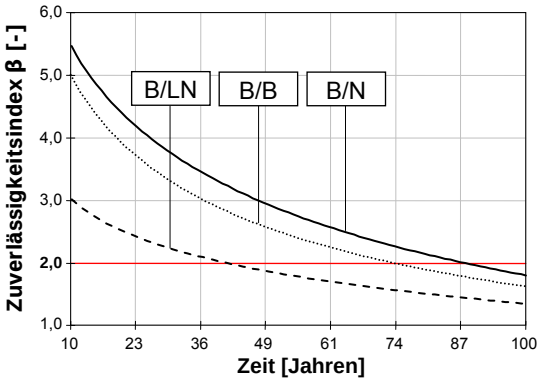


Abb. 8: Zeitabhängiger Verlauf der grenzzustandsbezogenen Bauteilzuverlässigkeit für den Versagensfall „K“ (LN = Lognormalverteilung, N = Normalverteilung, B = Betaverteilung)

Aus den Differenzen zwischen den berechneten „Versagenszeitpunkten“ und dem Untersuchungszeitpunkt können die rechnerischen Restnutzungszeiträume der Südwestfassade für den jeweiligen Berechnungsfall abgeschätzt werden, siehe Tabelle 6.

Tab. 6: Versagenswahrscheinlichkeiten und Restnutzungsdauer

Betondeckung d_D	Karbonatisierungstiefe $d_k(35)$	Untersuchungszeitpunkt t= 35 Jahre	Zuverlässigkeitsindex β zum Zeitpunkt t = 100 Jahren	Versagenswahrscheinlichkeit P_f zum Zeitpunkt t = 100 Jahren	Berechneter Versagenszeitpunkt (Depassivierungzeitpunkt) in Jahren
B	LN	35	1,36	8,7%	41
B	B	35	1,63	5,0%	74
B	N	35	1,81	3,5%	88

Im Ergebnis dieser Prognose kann festgehalten werden, dass zum Ende der berechneten Nutzungsdauer der Fassade die Passivierungsschicht im Bereich der Bewehrung zu einem bestimmten Prozentsatz zerstört sein wird. Dies führt allerdings nicht zwangsläufig zu einer Bewehrungskorrosion. Erst wenn innerhalb der depassivierten Bereiche der Stahloberfläche ein ausreichendes Feuchtigkeits- und Sauerstoffangebot vorliegt, kommt es zur Korrosion des Bewehrungsstahls [21]. Somit ist die Kenntnis des jährlichen Verlaufs des Feuchtegehaltes im Bauteilinneren eine weitere notwendige Voraussetzung zur realistischen Einschätzung der Bewehrungskorrosion

des in diesem Beispiel karbonatisierten Betons der Südwestfassade. Daraus wird deutlich, dass zur Beurteilung des Korrosionsrisikos der Bewehrung eine Bestimmung des thermisch-hygrischen Verhaltens in der Betonrandzone von entscheidender Bedeutung ist. Dieses Verhalten soll im folgenden Abschnitt näher beleuchtet werden.

3.6 Numerische Simulation der Bauteilfeuchte

Die Abschätzung des thermisch-hygrischen Verhaltens der Betonrandzone bzw. der Bauteilquerschnitte in den zu untersuchenden Bereichen kann entweder über In-situ-Messungen oder mit Hilfe numerischer Simulationen erfolgen.

Messungen der vorliegenden Feuchtegehalte sind möglich, müssen jedoch, um die Bandbreite der innerhalb eines Jahres möglichen klimatischen Beanspruchungen zu erfassen, über lange Zeiträume erfolgen. Zudem müssen sie in mehreren, repräsentativen Bereichen der zu untersuchenden Bauteile vorgenommen werden. Wesentlich schneller, weniger aufwändig und dennoch relativ genau kann das hygrische Verhalten der Bauteile mit Hilfe einer numerischen Analyse abgeschätzt und dargestellt werden.

Zur Durchführung einer aussagekräftigen und den Anforderungen gerecht werdenden numerischen Simulation müssen das zu untersuchende Bauteil modelliert, die klimatische Beanspruchung des Bauteils möglichst realitätsnah erfasst und die Eigenschaften des Betons mit Hilfe von Materialkennwerten genau beschrieben werden. Zur Erfassung der geometrischen Verhältnisse des Bauteils sind i. d. R. 1- bis 2-dimensionale Diskretisierungen ausreichend.

Für eine realitätsnahe Simulation der klimatischen Beanspruchung des Bauteils ist es erforderlich, der numerischen Berechnung den klimatischen Verlauf mehrerer Jahre zugrunde zu legen. Zur Darstellung einer freien Bewitterung bietet sich die Verwendung von sog. Referenzklimadatensätzen an, die für zahlreiche Orte und Regionen in Deutschland verfügbar sind. Diese enthalten z. B. in 1-stündigem Abstand über den Zeitraum eines Jahres repräsentative Werte für Temperatur, relative Luftfeuchte, Luftdruck, Niederschlagsmenge, Windrichtung und -geschwindigkeit, Langwellenstrahlung, Kurzwellenstrahlung in den verschiedenen Himmelsrichtungen sowie Angaben zur diffusen Kurzwellenstrahlung. Die entsprechenden Werte können in Abhängigkeit von der Orientierung der Bauteiloberflächen (Himmelsrichtung, Winkel zur Vertikalen) berücksichtigt werden.

Die Eigenschaften des Betons lassen sich mit Hilfe der bei den Laboruntersuchungen gewonnenen Ergebnisse beschreiben.

Zur Kontrolle der Eingabedaten muss das numerische Modell kalibriert werden. Dies kann über die Simulation einfacher, stationärer und unter genau definierten Randbedingungen ablaufender Versuche an Probekörpern (z. B. kapillarer Wasseraufnahmeversuch) oder am Bauwerk erfolgen.

Im vorliegenden Fall wurden die für die Simulation erforderlichen Werte der Materialeigenschaften des Betons anhand der unter Abschnitt 3.3.3 erläuterten Laboruntersuchungen ermittelt. Die Werte des Feuchteleitkoeffizienten des Betons wurden zunächst – in erster Näherung – aus den Ergebnissen der Quecksilberdruckporosimetrie (Porengrößenverteilungskurve) abgeschätzt und anhand der Saug- und Trocknungseigenschaften der Betonproben kalibriert. Im Ergebnis der Simulationen konnte festgestellt werden, dass im Kernbereich der Fassade, also ab einer Tiefe von ca. 30 bis 60 mm unter der Bauteiloberfläche, keine nennenswerten Schwankungen der im Beton vorhandenen relativen Feuchtigkeit auftreten. Die hohe Spannbreite der im äußeren Bauteilquerschnitt (Betonrandzone) vorherrschenden relativen Feuchtigkeit ist die direkte Folge des während eines Jahres auf das Bauteil einwirkenden Außenklimas, siehe Schema der Abbildung 9.

Untersuchungen zur Korrosion von Stahl in Beton zeigen, dass zur Bewehrungsstahlkorrosion eine relative Feuchtigkeit im Beton von mindestens 85 %, aber weniger als 100 % vorherrschen muss [22]. Ist ein ausreichendes Feuchteangebot am Stahl gegeben, so ist die Dauer des Vorliegens korrosiver Bedingungen ein weiterer, wichtiger Aspekt zur Einschätzung des Ausmaßes und somit des Risikos der Bewehrungskorrosion. Numerische Simulationen liefern die notwendigen Informationen über die Häufigkeit und Dauer des am Bewehrungsstahl vorliegenden Feuchteangebots. Es ist i. d. R. festzustellen, dass ein für Korrosion ausreichendes Feuchteniveau am Stahl nur über relativ kurze Zeiträume in Verbindung mit starken Niederschlagsereignissen vorherrscht. Dies zeigte sich auch im vorliegenden Fall der numerischen Simulation der Bauteilfeuchte der Südwestfassade.

3.7 Prognose der Bewehrungskorrosion

Vorstehend wurden die verschiedenen Parameter, die für das Auftreten von Bewehrungskorrosion in der Betonrandzone von Bedeutung sind, benannt und kurz erläutert. Für eine Prognose der Dauerhaftigkeit der Betonrandzone bzw. des Bauteils müssen die einzelnen Einflussparameter korreliert werden. Abbildung 9 zeigt das Schema zur Korrelation der Einflussparameter Betondeckung, Karbonatisierungstiefe und relative Feuchtigkeit in Abhängigkeit von der Tiefe unter der bewitterten Betonoberfläche. Im unteren Bereich der Abbildung 9 ist die Verteilung der bei den Voruntersuchungen gemessenen Betondeckungen und Karbonatisierungstiefen dargestellt. Der Schnittbereich beider Häufigkeitsverteilungen ist das Maß für das Vorliegen depassivierter Bewehrung, vgl. Abschnitt 2.6. Die beiden geschwungenen Kurvenverläufe sind die unter Verwendung der numerischen Analyse ermittelten Maximal- und Minimalwerte der relativen Feuchtigkeit im Beton in Abhängigkeit von der Tiefe unter der bewitterten Betonoberfläche, vgl. Abschnitt 3.6.

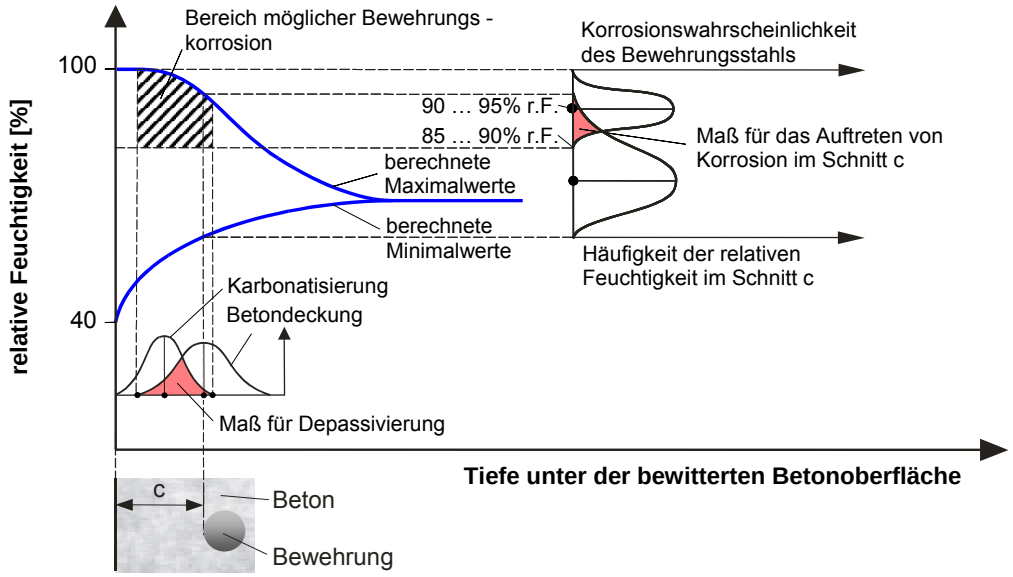


Abb. 9: Schema der Korrelation verschiedener Einflussparameter zur Abschätzung der Korrosionswahrscheinlichkeit der Bewehrung

Im rechten Bereich der Abbildung 9 gibt die obere der beiden Dichtekurven die Korrosionswahrscheinlichkeit von Bewehrungsstahl in Abhängigkeit der relativen Feuchtigkeit im Beton an. Wird nun der Bereich des Vorliegens depassivierter Bewehrung mit dem Bereich der für die Korrosion erforderlichen relativen Feuchte überschnitten, so erhält man den Bereich, in dem Bewehrungskorrosion (in der Abbildung 9 schraffiert dargestellt) überhaupt nur möglich ist.

Betrachtet man nun einen depassivierten Bewehrungsstab in der Tiefe c unter der bewitterten Betonoberfläche, so kann für diesen die mögliche Spannweite der in der Querschnittstiefe c des Bauteils während eines Jahres zu erwartenden relativen Feuchtigkeit im Beton angegeben werden.

Aus dem Ergebnis der numerischen Simulation lässt sich neben der Höhe der relativen Feuchtigkeit auch deren Auftretenshäufigkeit im Schnitt c ermitteln (untere Kurve im rechten Bereich der Abbildung 9). Wenn man die Häufigkeitsverteilung der relativen Feuchtigkeit im Schnitt c mit der Kurve der Korrosionswahrscheinlichkeit überlagert, lässt sich daraus das Maß für die tatsächlich auftretende Korrosion der Bewehrung in der Tiefe c unter der bewitterten Oberfläche ableiten.

Zusammenfassend gilt, dass eine Korrosionswahrscheinlichkeit für den Bewehrungsstahl erst dann gegeben ist, wenn am Stahl die Karbonatisierungswahrscheinlichkeit und die Wahrscheinlichkeit für einen korrosionsauslösenden Feuchtegehalt gemeinsam vorliegen. Dieser Zustand wird als Versagensfall „K+F“ definiert.

Die Vorgehensweise zur Prognose der karbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion wird im Nachfolgenden wieder exemplarisch am Beispiel der Südwestfassade der Norishalle aufgezeigt. Dafür werden die unter Abschnitt 3.4 und 3.5 getroffenen Berechnungsannahmen übernommen. Zusätzlich wird die Wahrscheinlichkeit des Auftretens eines für Korrosion optimalen Feuchtegehaltes von 85 % bis 98 % innerhalb der Bauteiltiefe von c = 25 mm (entspricht etwa dem Mittelwert der Betondeckung) bestimmt. Für diese Annahmen beträgt die Wahrscheinlichkeit $P_{Feuchte}$ = 26,8 %. Mit der Terminologie der Wahrscheinlichkeitstheorie lässt sich die Gesamtwahrscheinlichkeit für das Auftreten von Bewehrungskorrosion P_{Korr} unter Verwendung der Wahrscheinlichkeiten für Karbonatisierung P_{Karbo} und der Wahrscheinlichkeit für das Auftreten korrosionsauslösender Feuchtigkeit $P_{Feuchte}$ wie folgt ausdrücken, vgl. Abschnitt 2.7:

$$P_{Korr}(P_{Karbo} \cap P_{Feuchte}) \qquad (8)$$

Die Berechnung der Korrosionswahrscheinlichkeit für die Bewehrung innerhalb der Fassade erfolgte mit dem Programm SYSREL [15], siehe Abbildung 10.

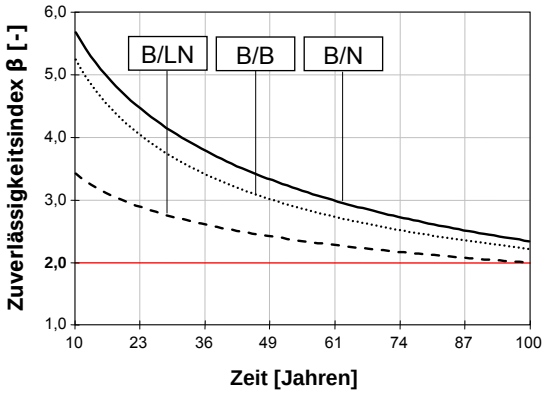


Abb. 10: Zeitabhängiger Verlauf der grenzzustandsbezogenen Bauteilzuverlässigkeit für den Versagensfall „K+F“, (LN = Lognormalverteilung, N = Normalverteilung, B = Betaverteilung)

Aus Abbildung 10 ist zu erkennen, dass der geforderte Zuverlässigkeitsindex β von 2,0 zum Zeitpunkt t = 100 Jahren für den Versagensfall „K+F“ bei keinem der drei Berechnungsfälle unterschritten wird. Die Forderung nach der unter Abschnitt 3.5 festgelegten Zuverlässigkeit zum Ende der Nutzungsdauer der Sichtbetonfassade ist demnach erfüllt. Die nachfolgende Tabelle 7 fasst die Berechnungsergebnisse zusammen.

Tab. 7: Berechnungsergebnisse für den Versagensfall „K+F“

Betondeckung d_D	Karbonatisierungstiefe $d_K(35)$	Untersuchungszeitpunkt t = 35 Jahre	Versagenswahrscheinlichkeit $P_{Feuchte}$	Zuverlässigkeitsindex β zum Zeitpunkt t = 100 Jahren	Versagenswahrscheinlichkeit P_f zum Zeitpunkt t = 100 Jahren
B	LN	35	26,8%	2,0	2,3%
B	B	35	26,8%	2,2	1,4%
B	N	35	26,8%	2,4	0,9%

Für das Beispiel der Südwestfassade der Norishalle ist demnach zu folgern, dass bis zum Ende der geplanten Nutzungsdauer von 100 Jahren mit den bei dieser Prognose getroffenen Randbedingungen im ungünstigsten Fall mit einer Korrosionswahrscheinlichkeit von ca. 2 % zu rechnen ist.

Es wird deutlich, dass ein nur kleiner Anteil der depassivierten Bewehrung während relevanter Zeiträume überhaupt korrodieren kann. Die übliche Annahme, dass depassivierte Bewehrung in bewitterten Betonrandzonen zwangsläufig korrodiert, ist somit nur für einen geringen Anteil der Bewehrung zutreffend. Vielmehr zeigt sich – unter Einbeziehung aller o. g. Bedingungen –, dass die überwiegende Mehrzahl aller Bewehrungsstäbe, d. h. der größte Teil der Bauteiloberflächen, während der gesamten Nutzungsdauer des Bauwerks nicht durch Bewehrungskorrosion gefährdet ist.

Abschließend sei noch ergänzt, dass die Prognose zur Dauerhaftigkeit bestehender Betonbauwerke unter Einbezug weiterer Messdaten, die im Zuge regelmäßig durchgeführter Bauwerksinspektionen gewonnen werden können (z. B. alle 10 Jahre), ständig aktualisiert und somit präzisiert werden kann.

4 Zusammenfassung und Ausblick

Die durchgeführten Zuverlässigkeitsanalysen zeigen, dass eine Abschätzung der Restnutzungsdauer von Stahlbetonbauteilen bzw. -bereichen für dauerhaftigkeitsrelevante Schädigungsarten mittels probabilsitischer Methoden statistisch fundiert möglich ist. Eingehende Bauwerksuntersuchungen, die Verwendung geeigneter Schädigungs-Zeit-Gesetze und die statistische Quantifizierung und Modellierung der zugehörigen Modellparameter sowie die Anwendung experimenteller und numerischer Methoden sind die wesentlichen Elemente einer realistischen und präzisen Lebensdauerprognose. Speziell für den Schädigungsfall der karbonatisierungsinduzierten Bewehrungskorrosion ist zu beachten, dass eine Korrosion der Bewehrung nicht allein dadurch erfolgt, dass die Karbonatisierungsfront die Bewehrung erreicht. Ebenso ist ein ausreichendes Feuchtigkeits- und Sauerstoffangebot im Bereich der Bewehrung erforderlich. Die Auswirkungen dieser Forderung in Bezug auf die Beurteilung der Dauerhaftigkeit von Betonbauteilen wurden hier in anschaulicher Weise anhand einer exemplarisch durchgeführten Restnutzungsdauerprognose am Beispiel einer Sichtbetonfassade aufgezeigt.

Sobald alle o. g. Voraussetzungen für eine Korrosion der Bewehrung vorliegen, kann i. d. R. von einer Schädigung des Bauwerks ausgegangen werden. Jedoch sind die genauen Mechanismen der bei Rissbildungen und Abplatzungen über korrodierender Bewehrung ablaufenden Schädigungsprozesse und folglich deren Ausmaß noch nicht ausreichend genau prognostizierbar bzw. quantifizierbar. Eine wirklichkeitsnahe Prognose und die quantitative Beschreibung der sich über einen längeren Zeitraum bei der Bewehrungskorrosion abspielenden Schädigungsprozesse bilden – zusammen mit der Entwicklung weiterer Stoffgesetze zur Beschreibung von Schädigungsprozessen an Bauteilen (z. B. das Verschleißverhalten von Betonoberflächen im Wasserbau) – wichtige Forschungsschwerpunkte am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Karlsruhe (TH). Diese bilden die Grundlage für die Erweiterung der in diesem Beitrag aufgezeigten Methodik zur quantitativen Beurteilung der Dauerhaftigkeit eines Bauwerks in seiner Gesamtheit und zur Ermittlung der Bauwerkszuverlässigkeit.

5 Literatur

[1] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Juli 2001

[2] DIN EN 206-1: Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. Deutsche Fassung EN 206-1: 2000, Juli 2001

[3] DIN 1045-2: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton; Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1, Juli 2001

[4] Sarja, A., Vesikari, E.: Durability Design of Concrete Structures. Report of RILEM Technical Committee 130-CSL, 1996

[5] The European Union – Brite EuRam III: Modelling of Degradation. DuraCrete: Probabilistic Performance based Durability Design of Concrete Structures, Contract BRPR-CT95-0132, Project BE95-1347, Document BE95-1347/R4-5, December 1998

[6] The European Union – Brite EuRam III: Statistical Quantification of the Variables in the Limit State Functions. DuraCrete: Probabilistic Performance based Durability Design of Concrete Structures, Contract BRPR-CT95-0132, Project BE95-1347, Document BE95-1347/R9, January 2000

[7] Maage, M., Smeplass, S.: Carbonation – A probabilistic approch to derive provisions for EN 206-1. DuraNet, Third Workshop, Tromsø 10th – 12th June 2001, Service Life Design of Concrete Structures – From Theory to Standardisation, 2001

[8] Hilsdorf, H. K.: Beton. Beton-Kalender (Teil I), Ernst & Sohn Verlag, 1995

[9] Müller, H. S., Günter, M., Hilsdorf, H. K.: Instandsetzung historisch bedeutender Beton- und Stahlbetonbauwerke. Beton- und Stahlbeton 95, Heft 6, 2000, S. 143-157

[10] Schießl, P., Gehlen, Ch.: Betondauerhaftigkeit – Umsetzung des Wissenstandes in Bemessungskonzepte. IBAUSIL, 14. Internationale Baustofftagung, 20. - 23. September, Band 1, Weimar, 2000, S. 1-21

[11] Spaethe, G.: Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen. Springer Verlag, 1992

[12] DIN EN 1990: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung. Deutsche Fassung EN 1990: 2002, Oktober 2002

[13] Plate, E. J.: Statistik und angewandte Wahrscheinlichkeitslehre für Bauingenieure. Ernst & Sohn Verlag, 1993

[14] Haldar, A.: Probability, Reliability and Statistical Methods in Engineering Design. John Wiley & Sons, 2000

[15] RCP GmbH: STRUREL, A Structural Reliability Analysis Program System, (STATREL Manual 1999; COMREL & SYSREL Manual, 2003). RCP Consulting GmbH München

[16] Rackwitz, R.: Zuverlässigkeitsbetrachtungen bei Verlust der Dauerhaftigkeit von Bauteilen und Bauwerken. Bericht zum Forschungsvorhaben T 2847, Fraunhofer IRB Verlag, 1999

[17] Thoft-Christensen, P., Baker, M. J.: Structural Reliability Theory and Its Applications. Springer Verlag, 1982

[18] Rasche, H.: Betonbauten der Moderne – Instandsetzung und Nutzung als kommunale Aufgabe. In: Instandsetzung bedeutsamer Betonbauten der Moderne in Deutschland, Tagungsband zum Symposium am 30.03.2004 an der Universität Karlsruhe; Müller, H. S. und Nolting U. (Hrsg.), Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe, 2004, S. 21-32

[19] Vogel, M., Bohner, E. und Müller, H. S.: Lebensdauerprognose und Dauerhaftigkeit von Betonrandzonen. In: Instandsetzung bedeutsamer Betonbauten der Moderne in Deutschland, Tagungsband zum Symposium am 30.03.2004 an der Universität Karlsruhe; Müller, H. S. und Nolting U. (Hrsg.), Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe, 2004, S. 51-62

[20] Gehlen, Ch.: Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken – Zuverlässigkeitsbetrachtungen zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 510, Berlin 2000

[21] Bakker, R. F. M., Ijmuiden, G. R.: Zum Einfluß der Karbonatisierung und der Feuchte auf die Korrosion der Bewehrung im Beton. Beton-Informationen 3/4-91, Beton-Verlag, 1991

[22] Tuutti, K.: Corrosion of Steel in Concrete. Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm 1982

iRoof® / iWall® – Strom, Wärme und Kühlung mit intelligenten Fertigteilen aus Beton

Siegfried Riffel

Zusammenfassung

Unter den heutigen ökologischen und ökonomischen Aspekten werden künftig die regenerativen Energien wie Photovoltaik und Solarthermie einen hohen Stellenwert einnehmen. Die Solartechnik wird in Zukunft sicher auch die Architektur entscheidend verändern; vom Städtebau bis hin zum Detail. Veränderungen erfordern somit andere, neue und innovative Lösungen wie beispielsweise das massive Dach- und Wandsystem „iRoof / iWall". Solarenergie wird erst mit solchen neuartigen, intelligenten Bauteilen aus Beton hocheffizient nutzbar gemacht.

In einem, im Jahr 2002 initiierten Forschungsprojekt der Zementindustrie und Energiewirtschaft, wurde ein ganz-heitlich orientiertes Produkt entwickelt, das als so genannte „In-Dach/Wand-Lösung" bei einer maximalen Wert-schöpfung einen hohen Vorfertigungsgrad ermöglicht. Bei diesem intelligenten System wurden die vielen Vorteile des Baustoffes Beton im Bereich Dach und Wand wie z.B. Schallschutz, sommerlicher und winterlicher Wärmeschutz, Wärmespeicherfähigkeit, Brandschutz, Feuchtigkeitsschutz, Winddichtheit, Sturm- und Erdbebensicherheit etc. mit den Vorteilen der Photovoltaik und Solarthermie gebündelt und synergetisch genutzt. Mit diesem neuen multifunktionalen Massiv-Bausystem kann somit hocheffizient und umweltfreundlich Strom und Wärme für die Bewirtschaftung und Klimatisierung von modernen Gebäuden gewonnen werden. Gleichzeitig wird mit dieser CO_2 - emissionsfreien Technologie ein nicht unerheblicher Beitrag zu einem nachhaltigen Klimaschutz geleistet.

Nach Abschluss des Forschungsprojektes steht künftig den Architekten, Planern und Bauherren, das System „iRoof / iWall" als innovatives und nachhaltiges Produkt aus qualitativ hochwertigen Betonfertigteilen für eine ökologische und nahezu energieautarke Bauweise zur Verfügung. Neben dem Neubau ist ein weiterer großer Anwendungsbereich in der energetischen und baulichen Ertüchtigung von Wohn- und Industriegebäuden im Gebäudebestand zu sehen.

Im Herbst 2005 wurde bei einem Pilotprojekt in Oberhausen das neu entwickelte iRoof- Dachsystem erstmalig in der Praxis angewendet. Bei diesem Modellvorhaben werden an sechs Reihenhäusern die vom Institut für Bauphysik der Fraunhofer-Gesellschaft berechneten und prognostizierten energetischen Werte aus verschiedenen Klimasimulationstests validiert.

Für einen direkten Vergleich wurde an drei Häusern das Pultdach mit Photovoltaik und Massivabsorber ausgebildet. Diese Gebäude werden mit einer Wärmepumpenheizung und einer kontrollierten Lüftung betrieben. Die drei weiteren, baugleichen Häuser erhielten eine iRoof-Dachkonstruktion ohne PV und Massivabsorber und werden mit einer Gas-Brennwerttherme beheizt.

In einem umfangreichen Messprogramm wird der Strom- und Energieertrag des „iRoof" sowie der Energieverbrauch aller sechs Häuser ermittelt. Somit kann an den vergleichbaren Gebäuden eine genaue Energiebilanz erstellt werden, die auch über die Effizienz und Wirtschaftlichkeit des iRoof-Konzeptes eine Aussage zulässt. Die Anlage ist im Dezember 2005 in Betrieb gegangen, so dass die ersten Vergleichszahlen bereits nach der ersten Heizperiode im Frühjahr 2006 zur Verfügung stehen werden.

1 Allgemeines

Nach jüngsten Aussagen der Wissenschaft und Politik wird „Effizienz" die neue Energiepolitik bestimmen. Nach dem Wunschdenken der breiten Öffentlichkeit sollen die regenerativen Energien der Grundpfeiler der zukünftigen deutschen Energieversorgung werden. Künftig wird auch verstärkt der Umweltschutz die Richtung im Umgang mit Energie zeigen, d.h. die Energiepolitik muss den Umweltschutz beachten. Hierzu können sicher die regenerativen Energien zur Reduzierung der anthropogenen Treibhausgase einen wichtigen Beitrag leisten. Ein weiterer wichtiger Faktor als Vermeidungsmaßnahme ist die Verringerung des Wärmebedarfs in Gebäuden, was durch eine massive Bauweise mit einer entsprechend dichten und wärmegedämmten Gebäudehülle realisiert werden kann.

Energieeffizienz könnte somit der Kristallisationspunkt einer neuen Energiepolitik werden. Sie führt zur Reduzierung der CO_2 -Emissionen und verringert gleichzeitig die Importabhängigkeit von fossilen Brennstoffen wie Öl und Gas. Wenn sich künftig, wie

nach den jüngsten Prognosen, der Ölpreis dauerhaft auf einem Niveau von ca. 60.- US $/b einpendelt, ist das wirtschaftliche Effizienzpotenzial noch deutlich höher.

Für eine wirkungsvolle und nachhaltige Energieeffizienzsteigerung gehören verstärkte Forschungs- und Entwicklungsanstrengungen mit auf die Agenda einer zukunftsweisenden Energiepolitik. Ein Schlüssel zur Lösung der Energie- und Umweltprobleme sind Innovationen, die aber ohne weitere Forschung und Entwicklung nicht denkbar sind.

2 Ziel

Das Ziel ist, neben der regenerativen Stromerzeugung, die Solarenergie effizient über bauteilintegrierte Solarkollektoren mit einem Beton-Massivabsorber energetisch für die Gebäudeklimatisierung zu nutzen.

Die bei der Stromerzeugung am PV-Modul entstehende Wärme, sowie die solarthermische Energie aus der Sonneneinstrahlung werden von einem Beton-Massivabsorber gesammelt und in den Kreislauf der Gebäudeanlagentechnik zur Energiegewinnung und -versorgung (Heizung, Kühlung) gebracht. Über den Massivabsorberkreislauf und einem Flächen-Wärmetauscher und/oder einer Wärmepumpe wird ein Pufferspeicher für die Warmwasserbereitung und den Betrieb einer Niedertemperaturheizung gespeist.

Beim Betrieb einer monovalenten Wärmepumpe wird die Solarwärme aus dem Absorber in dem Wärmepumpenprozess auf Heizniveau „hoch gepumpt“. Bei gut ausgelegten Systemen ergibt sich ein Verhältnis von solarer Energie zu zusätzlich eingesetzter elektrischer Energie für den Verdichtungsprozess von ca. 75 % Solar- und 25 % Fremdenergie. Die wirtschaftlichste Lösung wird von Systemen geboten, bei denen im Winter solarthermisch beheizt und im Sommer mit demselben System gekühlt wird. Diese Funktionserweiterung mit einer umschaltbaren Wärmepumpe bedarf nur geringer zusätzlicher Investitionen.

Aufgrund des hohen Wärmespeichervermögens des Betons kann die bei der Stromerzeugung gewonnene Abwärme auch zu einer Betonkernaktivierung - im Winter Heizung, im Sommer Kühlung - direkt in einem massiven Decken- und/oder Wandsystem, in einem Betonfundament oder auch in einem Erdspeicher oder Erdkollektor „geparkt“ werden.

Ein sehr wesentlicher ökologischer und ökonomischer Aspekt ist bei diesem System die Kühlung der PV-Module durch den permanenten Entzug der Abwärme mit dem Beton-Massivabsorber. Durch eine somit erzielte relativ konstante und niedrige Betriebstemperatur der Solaranlage (im Sommer max. 25°C bis 30°C), kann der Wirkungsgrad der PV-Module - d.h. die Energieausbeute bei der Stromerzeugung - deutlich gesteigert werden.

Nach dem EEG (Erneuerbare Energien-Gesetz) wird heute der erzeugte Strom in das Stromnetz der Energieversorger eingespeist. Hierfür werden mit den EVS langfristige Verträge (derzeit 20 Jahre Laufzeit) mit einer entsprechenden Einspeisevergütung abgeschlossen. Mittel- bzw. langfristig ist für Betreiber von Solaranlagen auch eine energieautarke Eigenversorgung denkbar. Bei Stromausfall ist heute bereits eine solare Notstromversorgung möglich, so dass dem Anlagenbetreiber für den Notfall eine unabhängige Versorgungssicherheit gewährleistet wird.

Bei der Entwicklung von iRoof / iWall wurde das Ziel verfolgt, neben einer innovativen Technologie auch ein architektonisch ansprechendes Dach- und Wandsystem zu schaffen. Anders als die meisten Produkte am Markt, wirkt dieses neu entwickelte Solarsystem nicht aufgesetzt oder deplatziert, sondern es erscheint als in sich geschlossene, gestalterische Einheit, unabhängig von dem Grad der Intelligenz, die in dem Bauteil stecken kann.

Gebäudehüllen werden künftig mehr leisten, als nur vor dem Wetter zu schützen. Regulierende bzw. filternde Aufgaben kommen hinzu. Neben der Informationsvermittlung wird künftig das Erzeugen und Sammeln von Energie eine der wichtigsten Aufgaben sein. Mit neuartigen Oberflächen werden Dachkonstuktionen und Fassaden auch immer stärker zum Imageträger einer repräsentativen, gebauten Visitenkarte. Durch iRoof und iWall wird künftig in der Architektur eine zeitgemäße Gestaltung nach solaren Gesichtspunkten möglich, wobei Eleganz, Funktionalität und Modernität nach ökologischen Aspekten Ausdruck verliehen wird. Abbildung 1 zeigt die neue innovative iRoof-Dachfläche inmitten einer üblichen Dachlandschaft.

Abb. 1: iRoof-Dachfläche, BV Oberhausen

3 Konzept

In der Projektskizze wurde das Forschungsprojekt in folgende vier Bereiche gegliedert:

- Entwicklungsphase
- Erprobungsphase
- Umsetzungsphase

- Markteinführungsphase

In der Entwicklungs- und Erprobungsphase wurden verschiedene Wege und Lösungsansätze verfolgt. Primär sollten bei der Entwicklung nur bauaufsichtlich zugelassene Produkte und Bauteile sowie innovative Baustoffe und Bautechniken zur Anwendung kommen.

Bei der Untersuchung verschiedener Systeme hat sich die Kombination von Bauteilen aus selbstverdichtendem Beton (SVB) mit bereits am Markt etablierten PV-Dachfolien als die mit dem höchsten Vorfertigungsgrad und der besten Praktikabilität herausgestellt.

Die Entwicklung umfasste neben der Recherche und den Berechnungen auch praktische Versuche zu den folgenden Themen: Herstellung, Witterungsbeständigkeit (Hitze, Frost, Feuchtigkeit), Sturmsicherheit, Transport, Montage- sowie Reparaturfreundlichkeit.

Aufgrund der großen konstruktiven Flexibilität von iRoof / iWall kann sich der Planer und Bauherr für das einfache Beton-Massivdach oder für das Energiedach mit Photovoltaik und/oder Solarthermie entscheiden. Bei der Erstellung des Energiekonzeptes für das Gebäude kann er aus einem Baukastensystem verschiedene Varianten zur Energienutzung wählen, wie z.B. den Anschluss einer monovalenten Strahlungsheizung als Boden-, Wand- oder Deckenheizung, die Unterstützung konventioneller Heizsysteme oder einen sommerlichen Wärmeschutz durch eine so genannte Phasenverschiebung und/oder Kühlung durch eine Betonkernaktivierung.

Bei dem iRoof-Konzept kommen alle erdenklichen Unterkonstruktionen in Frage. Die Produktpalette ermöglicht alle gängigen Dachformen und Dachneigungen und bietet bauaufsichtlich zugelassene Lösungen für sämtliche Anschlussdetails in breiter Farbpalette.

Für die Anwendung von Photovoltaikmodulen mit der CIS-Technologie oder anderen Systemen auf Glas oder glasähnlichen Trägerschichten wurde im Rahmen des Forschungsprojektes ein Montage- und Abdichtungssystem entwickelt, mit dem sich durch die Ergänzung mit klassischen Flaschnerdetails ebenfalls das gesamte Spektrum abdecken lässt.

Beiden Systemen gemeinsam sind die durchgängige, variable Dämmebene und das scheibenförmige Element der Oberschale mit filigraner, eleganter Ansicht.

iRoof / iWall zeichnet sich durch folgende technische, wirtschaftliche und umweltrelevante Vorteile aus:

- Einfaches, rationelles Bauprinzip mit hohem „mehrWert“, d.h. wenig Materialien (Betonfertigteile, Absorberrohre, Dachfolie mit PV-Modul, druckfeste Wärmedämmung) mit nur zwei Gewerken auf dem Dach (bei der klassischen Sparrendachbauweise mit aufgeständerter Solartechnik sind deutlich mehr Materialien und Gewerke, v.s. Schnittstellen, erforderlich)
- Herstellung des Daches (Wand) in drei verschiedenen Standards nach dem gleichen Bauprinzip:
  - Massives Dach (Wand)
  - Massives Dach (Wand) mit Absorber
  - Massives Dach (Wand) mit Absorber und PV
- Hohe Flexibilität und Variabilität im Dachaufbau (z.B. Ausbildung der tragenden Unterschale, Dicke und Qualität der Wärmedämmung, Dicke des Massivabsorbers, Auswahl der PV-Module, Auswahl der Folienfarbe etc.)
- Hohe Produktqualität durch den Einsatz von hochwertigen Bauprodukten und präziser werkmäßiger Fertigung
- Schnelle, kostengünstige Herstellung und Montage des Systems
- Massives Dach (Wand) als Komplettangebot, d.h. ein High-Tech-Produkt aus einer Hand
- Lange Produkt- und Leistungsgarantie

4 Konstruktion / Statik

Die Konstruktion von „iRoof / iWall“ basiert auf einem thermisch getrennten dreischaligen, entkoppelten System, bestehend aus einer allein tragenden Betonunterschale (z.B. Massivdecke, Leichtbetondecke, Hohlplattendecke), einer druckfesten Wärmedämmschicht und einer „schwimmenden“ Betonoberschale als Massivabsorber mit integrierten Photovoltaikmodulen. In Abbildung 2 ist in einer Systemskizze der Querschnitt des Dachaufbaus dargestellt.

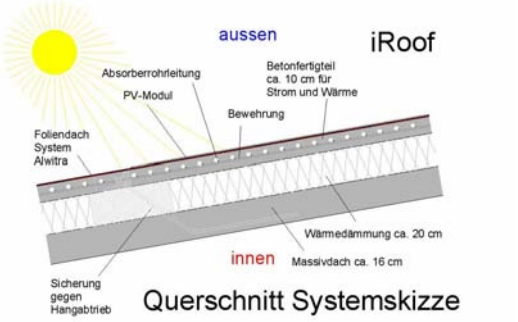


Abb. 2: Systemskizze „iRoof“ Dachaufbau

4.1 Randbedingungen der Tragwerksplanung

Bei der Tragwerksplanung wurde als Standarddachform das Satteldach mit einer Dachneigung von ≤ 35° bzw. das Pultdach gewählt. Bei einer Spannrichtung Ortgang – Ortgang ist bei der aktuellen Konstruktion eine maximale Plattenlänge von 7,00 m möglich. Die maximale statische Spannweite liegt bei 6,50 m. Bei der Spannrichtung First – Traufe sind maximale Plat-tenlängen von 9,50 m realisierbar. In diesem Fall ist eine maximale statische Spannweite von 9,00 m gegeben. Für andere Haus- und Dachformen müs-sen die Standardlösungen entsprechend angepasst werden. Die statisch erforderliche Plattendicke ein-schließlich

der PV-Module und Absorberrohre muss mindestens 80 mm betragen.

Die iRoof-Konstruktion ist bezüglich der Temperaturbelastung auf ein $\Delta T \pm 45°C$ zu bemessen. Im Bereich des Brandschutzes wird die Brandschutzklasse F90 sicher erreicht.

Die Oberschale wird lose auf der druckfesten Wärmedämmung verlegt; sie wird lediglich im Fußbereich der Platten, an jeweils zwei Punkten, mit einer neu entwickelten Konstruktion aus Iso-Kimstein, Edelstahl-Gewindestange und Edelstahl-Schuh gegen Hangabtrieb gesichert. In Abbildung 3 ist das Auflagerdetail des Ortgangs zu sehen. Abbildung 7 zeigt die Hangabtriebssicherung bei der Bauausführung.

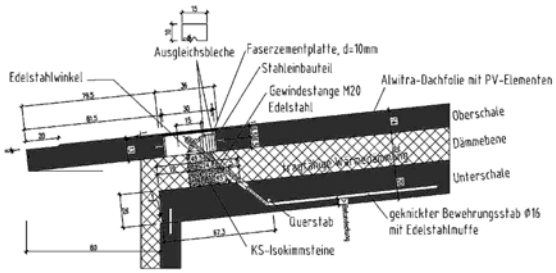


Abb. 3: Auflagerdetail Ortgang

4.2 Pilotprojekt BV Oberhausen

4.2.1 Dachaufbau

Der Dachaufbau des Massivdaches besteht aus einer 20 cm dicken Unterschale (Tragschale) aus Stahlbetonfertigteilen, einer 20 cm starken druckübertragenden Wärmedämmung (EPS 035) und einer 14 cm dicken Oberschale aus schwindreduziertem SVB.

Die Planung der einzelnen Elemente der Oberschale wurde auf die Gebäudeabmessungen abgestimmt, so dass sich dann jeweils vier Dachplatten (max. Abmessungen 6,30 m x 3,30 m) pro Haus ergeben haben.

4.2.2 Statische Anforderungen an die Oberschale im Fertigteilwerk

Für das Abheben der Elemente vom Schaltisch sowie für den Transport werden vier Wellenanker (Rd 24 lange Form) als Transportanker verwendet. Sie sind nebeneinander an einer der beiden langen Stirnseiten angeordnet. Für die Montage der Oberschalen wurden spezielle Pfeifer-Montageanker verwendet. In Abbildung 5 ist die Anordnung eines Wellenankers und Montageankers zu sehen. Die Platten wurden stehend in Transportboxen im Fertigteilwerk gelagert und anschließend zur Baustelle gebracht. Für das Entladen wurden die Platten an den Transportankern angehängt. Abbildung 4 zeigt das Entladen von iRoof-Oberschalen auf der Baustelle.

Abb. 4: iRoof-Oberschalen in Transportbox bzw. beim Entladen

4.2.3 Statische Anforderungen an die Oberschale auf der Baustelle

Auf der Baustelle werden die Platten beim Zwischenlagern horizontal abgelegt. Somit geht die statische Beanspruchung der Elemente von der Scheiben- in die Plattentragwirkung über. Hierfür erfolgte die Bemessung auf Biegung und Querkraft. Eine Besonderheit bei der Ankerwahl stellten hier die geforderten Randbedingungen dar. Bei den Elementen der Oberschale handelt es sich um sehr dünne und gleichzeitig großflächige Platten, bei der möglichst nah am Plattenrand vier Montageanker angeordnet werden sollen. Die zu den Ankern gehörende Anhängevorrichtung sollte seitlich nicht überstehen, um die Platten in möglichst kleinem Abstand zueinander verlegen zu können. Abbildung 5 zeigt die Anordnung eines Spezial-Montageankers. In Abbildung 6 ist eine an den Montageankern angehängte Oberschale zu sehen.

Abb. 5: Transport- und Montageanker

Abb. 6: Oberschale an Montageankern

4.2.4 Statische Anforderungen an die Oberschale auf dem Dach

Im eingebauten Zustand erfährt die Platte eine Belastung aus Eigengewicht, Schnee und Wind. Es ergibt sich eine relativ gleichmäßige Flächenlast senkrecht zur Dachfläche auf die druckfeste Wärmedämmung. Die Kraftkomponente in Richtung der Dachneigung (Hangabtriebskraft) wird punktuell am Ortgang über ein Zug-Druck-Stab-System in die Unterkonstruktion geleitet. Der Vorteil dieser Art der Kraftübertragung liegt darin, dass das System auch für größere Dachneigungen bis ca. 38° einsetzbar ist. Außerdem ist die entstehende Wärmebrücke z.B. im Vergleich zu einer einbetonierten Stahlkonsole vernachlässigbar klein. Abbildung 7 zeigt die Hangabtriebsicherung mit der in der Unterschale verankerten ES-Gewindestange und dem ES-Halteschuh auf dem Iso-Kimstein.

Abb. 7: Hangabtriebsicherung

5 Herstellung der Betonfertigteile

Die Oberschale des massiven Dachsystems „iRoof“ wird als „großer Dachziegel“ im Fertigteilwerk hergestellt. Die Fertigteilabmessungen werden auf das System der PV-Anlage sowie auf die Spannweite und Spannrichtung des Daches abgestimmt. Um den Fugenanteil zu minimieren wird immer die größte mögliche Fertigteilabmessung angestrebt.

Direkt in die Stahlschalung wird die Dachbahn bzw. die „alwitra EVALON V-Solar Bahn“ mit den entsprechenden Abmessungen des Betonfertigteils eingelegt. Das Grundmaß der PV-Dachbahn beträgt 6,00 m bzw. 3,36 m x 1,55 m. Die Bahnen können bereits werkseitig verschweißt mit dem entsprechenden Fertigteilmaß geliefert werden.

Die auf der Bewehrung verlegten und fixierten Absorberrohre werden auf der Folie mit Hilfe von Abstandhaltern in die erforderliche exakte Lage und Position gebracht. Die weiteren Einbauteile wie Transport- und Montageanker sowie die Befestigungs- und Justiereinrichtungen, werden an der konstruktiven Bewehrung fixiert. Abbildung 8 zeigt das Einlegen der Bewehrung mit dem Absorber in die Stahlschalung. Die Dachfolie ist bereits in der Schalung verlegt. In Abbildung 9 ist die Betonage einer iRoof-Oberschale mit SVB zu sehen.

Abb. 8: Einlegen der vorkonfektionierten Bewehrung (mit Absorber und Abstandhalter) in die Stahlschalung auf die bereits eingelegte Dachfolie

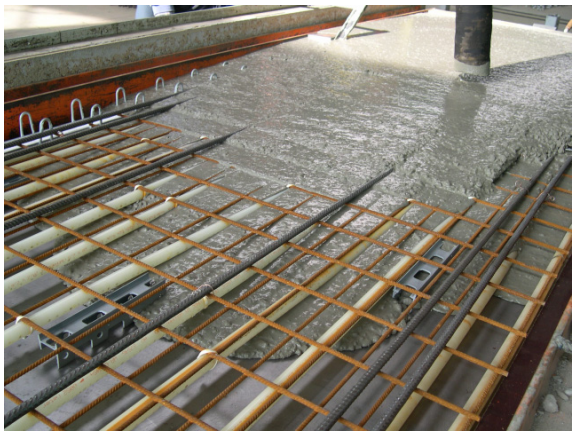


Abb. 9: Betonage einer iRoof-Oberschale mit SVB

Um eine hohe Qualität, Präzision und Maßhaltigkeit zu gewährleisten, wird das Bauteil mit einem schwindarmen SVB (Selbstverdichtender Beton) bzw. LVB (Leicht verarbeitbarer Beton) hergestellt, d.h. ohne Rüttel- oder Schockenergie. Durch den Schwindreduzierer konnte das Schüsseln und Schwinden des SVB deutlich reduziert werden. Bei

den Messungen wurde nach 3 Monaten das maximale Schwindmaß festgestellt. Am Nullbeton betrug das Schwinden 0,558 mm/m. Beim schwindreduzierten SVB wurden 0,439 mm/m (d.h. -21,3 %) gemessen. Tabelle 1 zeigt die SVB-Rezeptur. In Abbildung 10 ist die Verformung durch „Schüsseln“. grafisch dargestellt. Abbildung 11 und 12 zeigt die Messeinrichtungen für die Verformungsmessungen.

Sofern andere PV-Systeme wie z.B. THYSSEN-Solartec® oder WÜRTHSolar-CIS-Dünnschichtmodule o.a. zur Anwendung kommen, werden diese erst nachträglich auf dem bereits montierten Dach befestigt. Auch für die nachträgliche Befestigung der PV-Module wurden im Rahmen des Forschungsprojektes entsprechende Lösungen und Befestigungsmaterialien entwickelt.

Tab. 1: SVB-Rezeptur für iRoof-Oberschale

Sand	0/2 mm	715 kg/m^3
Kiessand	2/8 mm	397 kg/m^3
Kies	8/16 mm	476 kg/m^3
Zement	CEM I 52,5 R	350 kg/m^3
Flugasche	SFA	200 kg/m^3
Wasser		175 kg/m^3
Fließmittel (PCE)	1,4 % v. Zgw.	4,9 kg/m^3
Stabilisierer	0,5 % v. Zgw.	1,8 kg/m^3
Schwindreduzierer	2,0 % v. Zgw.	7,0 kg/m^3
Druckfestigkeit	1 d / $f_{c,cube}$	9,3 N/mm^2
Druckfestigkeit	7 d / $f_{c,cube}$	42,9 N/mm^2
Druckfestigkeit	28 d / $f_{c,cube}$	61,7 N/mm^2
max. Schwindmaß	3 Monate	0,439 mm/m
max. Schüsselmaß	3 Monate	1,91 mm/m

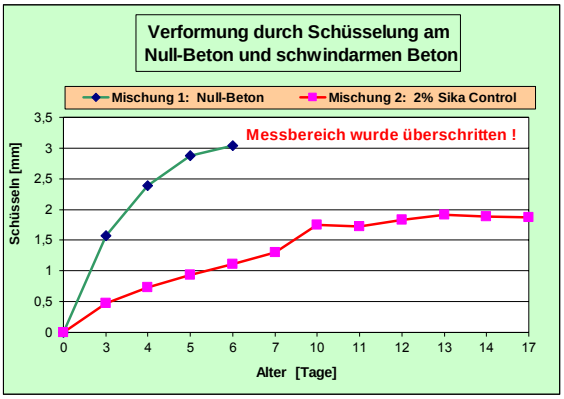


Abb. 10: Schüsselungsverhalten von SVB mit und ohne Schwindreduzierer

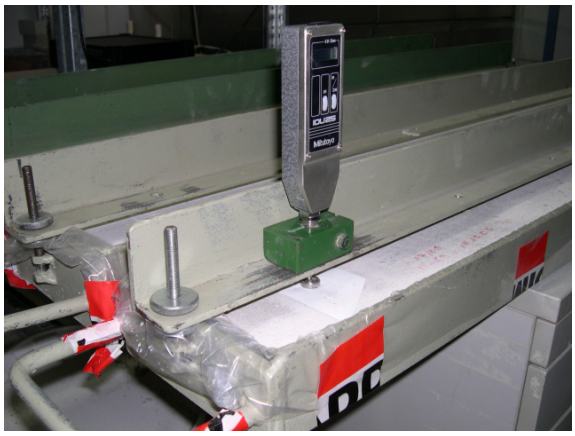


Abb. 11: Verformungsmessung am Schüsselbalken (100 x 15 x 5 cm)

Abb. 12: Verformungsmessung am Schwindbalken (50 x 10 x 10 cm)

6 Dachabdichtung / Photovoltaik

Die einlagige multifunktionale Dachabdichtung des iRoof besteht aus einer 2,8 mm dicken hochwertigen Kunststoffdachbahn aus Ethylen-Vinyl-Acetat-Terpolymer (EVA) mit einer unterseitigen Polyestervlieskaschierung. Zur Stromerzeugung werden auf die Dachbahn flexible und leichte Photovoltaik-Module (4 – 4,3 kg/m^2) von UNI-SOLAR auflaminiert. Die UNI-SOLAR-PV-Module bestehen aus flexiblen Solarzellen (240 x 340 mm) in Serienschaltung mit Bypass-Dioden zwischen allen Zellen und sind allseitig wetterfest, transparent und schmutzabweisend mit Teflon (TEFZEL®) polymerverkapselt. Die Solarzellen sind dreilagig, mit stromerzeugenden Schichtsystemen aus amorphem Silizium, bedampfte Edelstahlfolien (Minuspol) mit transparenter Elektrode und Abgeifgitter (Pluspol). Von den drei übereinander liegenden Silizium-Schichtsystemen werden jeweils unterschiedliche Wellenlängen des Sonnenlichts genutzt. Mit dieser neuen „Triple-Junction-Dünnschicht-Technology“ wird das Lichtspektrum optimal genutzt, so dass es folglich auch für nicht optimal geneigte und ausgerichtete Dachflächen geeignet ist. Durch Bypass-Dioden zwischen allen Zellen eines Moduls wird der Ausfall ganzer Module

wie z.B. bei Teilabschattung verhindert. Mit dieser Technologie werden bis zu 20 % höhere Erträge gegenüber kristallinen Solarzellen gleicher Nennleistung erreicht. In Deutschland liegen die solaren Erträge bei ca. 750 bis 950 kWh/kWp und Jahr. Abbildung 13 und 14 zeigt die optimale Nutzung des Lichtspektrums mit der „Triple-Junction-Dünnschicht-Technology“

Beim iRoof-Konzept erfüllt die EVALON-Solar-Dach-bahn drei wesentliche Parameter:

- sichere und langlebige Dachabdichtung
- effizienter Energiesammler durch dunkle Oberfläche der Dachfolie(Solarthermie)
- ressourcenschonende und rückstandsfreie Stromerzeugung durch direkte Umwandlung von solarer Strahlungsenergie (Photovoltaik)

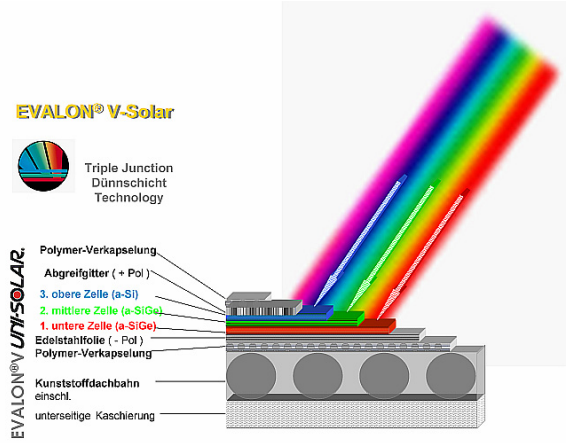


Abb. 13: Triple Junction Dünnschicht Technology

Abb. 14: Lichtspektrum in den Solarzellen

7 Energiekonzept für Pilotprojekt BV Oberhausen

7.1 Photovoltaik

7.1.1 Technische Auslegung

Die Anlage wurde unter Berücksichtigung folgender Parameter konzipiert:

- Berücksichtigung von Windlasten
- Vermeidung von Abschattungen
- optimale Dachflächennutzung
- minimale Anzahl von Netzwechselrichter
- höchstmöglicher Stromertrag

Technische Anlagendaten:
iRoof-Pultdach: Dachfläche 230 m^2 (ca. 30 x 7,65 m)
Ausrichtung nach Süden mit 6° Dachneigung
Nutzbarer Bereich für EVALON V-Solar: 178,6 m^2 (77,8 %)
EVALON V-Solar 272: 24 Stck
Netzwechselrichter 4.600 W: 1 Stck

Die 1,24 m breiten, schiefergrauen EVALON V-Solar-Bahnen sind im direkten Verbund in die Stahlbeton-Dachplatten integriert. Die Dachbahn mit den PV-Modulen bildet gleichzeitig die Dachabdichtung. Die Anschlusskabel werden in Kabelschutzschläuchen durch vorgesehene Aussparungen in der Dämmung und Unterschale in einen zentralen Versorgungsschacht im Gebäude geführt. Die PV-Module von je vier Bahnen sind in einer Anschlussdose in Reihe geschaltet.

Der Wechselrichter mit integrierter Einrichtung zur Netzüberwachung (ENS) ist im Kellerraum nahe der Einspeisestelle installiert. Die PV-Anlage ist einphasig an das vorhandene Niederspannungsnetz angeschlossen. Zur Überwachung der Anlage wurde in den Wechselrichtern ein LocalNet (ComCard, Datenlogger-Card) mit Modemanschluss installiert, so dass die Firma Alwitra permanent die aktuellen Zustandswerte der Anlage abrufen kann. Die Visualisierung von Leistung, Erträgen usw. erfolgt über die Wechselrichter-Displays und über ein großes externes Display an der westlichen Carport-stirnseite.

7.1.2 Leistung und Erträge

Die dachintegrierte PV-Anlage hat eine installierte Nennleistung von 6,5 kWp (Systemspannung 264 V DC) und eine AC-Anschlussleistung von 4,6 kW mit einem durchschnittlichen Jahresertrag von ca. 5.828 kWh. Bei dieser Berechnung ist die Leistungssteigerung durch den Kühleffekt des Absorbers noch nicht berücksichtigt. Mit dieser Anlage werden pro Jahr ca. 5.151 kg CO_2-Emissionen vermieden.

Damit leistet der Investor zusätzlich einen aktiven Beitrag zu einer nachhaltigen, umweltfreundlichen Energieversorgung und effektiven Minderung des Treibhauseffektes durch CO_2-Emissionsvermeidung.

7.1.3 Kosten

Die Kosten für die Dachabdichtungsarbeiten, einschließlich der An- und Abschlüsse betragen ca. 8.500 € (37.- €/m^2 Dachfläche fertig verlegt). Für die Lieferung, Montage und Installation der netzgekoppelten PV-Anlage einschließlich der Kabeldurchführungen, Anschlusskasten, DC-Trenneinrichtungen und Netzwechselrichter betragen die zusätzlichen Kosten ca. 31.500 € (4.800 €/kWp). Darin sind ca. 1.300 € für Elektroinstallationsarbeiten enthalten.

7.1.4 Förderung, Finanzierung, Wirtschaftlichkeit

Im Erneuerbare Energien-Gesetz (EEG) ist für Strom aus netzgekoppelten Photovoltaik-Anlagen u.a. eine Abnahmepflicht durch die Energie-Versorgungsunternehmen (EVU) - unabhängig von der Verwendung - und eine Einspeisevergütung für eine Dauer von jeweils 20 Jahren (plus Jahr der Inbetriebnahme) festgeschrieben.

Nach § 11 EEG vom 21.Juli 2004 beträgt bei Inbetriebnahme der Anlage in 2004 die Vergütung für Strom aus dachintegrierten PV-Anlagen 57,40 ct/kWh bis einschließlich einer Leistung von 30 kWp. Bei Inbetriebnahme der Anlage in 2005 ist die Einspeisevergütung 5 % geringer. Somit wird bei dem Pilotprojekt jede von der PV-Anlage bis einschließlich 2025 erzeugte Kilowattstunde (kWh) garantiert mit 54,53 ct vergütet. Folglich stehen den vorgenannten Investitionskosten in Höhe von ca. 40.000 € ca. 65.400 € Einnahmen aus der Einspeisevergütung gegenüber.

Die Kosten für die Errichtung einer PV-Anlage auf Wohngebäuden können nach dem CO_2-Gebäudesanierungsprogramm der KfW durch ein langfristiges, zinsgünstiges Darlehen finanziert werden. Da beim iRoof die PV-Module unlösbarer Bestandteil der Dachabdichtung sind, entsprechen die Gesamtkosten den förderfähigen Investitionskosten. Somit können auch die Kosten für die Dachabdichtung zu 100 % durch v.g. Darlehen finanziert werden.

Mit der PV-Anlage kann ein Gewinn erwirtschaftet werden, weshalb die Kosten für den Bau und Betrieb der PV-Anlage darüber hinaus steuerlich geltend gemacht werden können. Dadurch erhöht sich die Wirtschaftlichkeit der Investition weiter.

Die Realisierung des iRoof-Pilotprojektes bzw. die Wirtschaftlichkeitsbetrachtung erfolgte komplett ohne Fördermittel.

Unter den vorgenannten Rahmenbedingungen ist die Investition eine betriebswirtschaftlich positiv zu bewertende Maßnahme. Die Investitionskosten für die Dachabdichtung und PV-Anlage und die Finanzierungskosten refinanzieren sich allein aus der Einspeisevergütung für den Solarstrom aus der PV-Anlage. Somit erhält der Bauherr **kostenlos** eine langlebige Dachabdichtung mit dachintegrierter PV-Anlage.

7.2 Solarthermie

7.2.1 Wärmeertrag mit dem Beton-Massivabsorber

Der Wärmeertrag mit dem Massivabsorber hängt von den folgenden relevanten Parametern ab:

- Größe der Absorberfläche
- Farbe des Absorbers
- Dachorientierung, Dachform, Dachneigung
- Intensität der Solareinstrahlung
- Dicke des Absorbers
- Rohrabstand, -querschnitt, Durchflussmenge
- Zusätzlicher Wärmeertrag durch PV
- Betriebsweise der Wärmepumpe

Somit kann bezüglich des Ertrages von Wärme mit dem Beton-Massivabsorber keine pauschale Aussage gemacht werden. Der solare Wärmeertrag muss immer individuell an dem jeweiligen Projekt errechnet bzw. ermittelt werden.

Aus der Praxis und Literatur liegen für den Beton-Massivabsorber Richtwerte vor, wo beispielsweise bei einer Sonneneinstrahlung von 2 kWh/m^{2}d eine spezifische Flächenleistung von ca. 24 W/m^{2}K erreicht wird. Bei 3 kWh/m^{2}d sind es ca. 32 W/m^{2}K und bei 4 kWh/m^{2}d ca. 44 W/m^{2}K.

Da es sich bei dem System iRoof“ um eine in dieser Form erstmalig angewendeten Kombination von Photovoltaik und Solarthermie handelt, können erst am realen Objekt die Energieerträge aus den verschiedenen Energiequellen ermittelt werden. Grundsätzlich kann aber davon ausgegangen werden, dass durch die optimale Orientierung des Absorbers zur Sonne (Südausrichtung) und durch die große dunkle Absorberfläche mehr Strahlung absorbiert werden kann. Somit kann bei dem Pilotprojekt, im Vergleich zu anderen Wärmequellen (z.B. Erdreich, Luft), unter direkter Sonneneinstrahlung mit höheren Quellentemperaturen gerechnet werden. Beim System iRoof / iWall kommt noch der Wärmeertrag aus der Abwärme bei der Stromerzeugung d.h. von der Kühlung der PV-Module hinzu.

Alle diese relevanten Einflüsse der verschiedenen Parameter werden bei dem Forschungsprojekt „BV Oberhausen“ unter realen Praxisbedingungen ermittelt bzw. messtechnisch erfasst.

Nach den Prognosen und Berechnungen des IBP, Fraunhofer Institut für Bauphysik Stuttgart, ist bei dem Pilotprojekt in Oberhausen der Wärmeertrag mit dem Beton-Massivabsorber für einen ganzjährigen, wirtschaftlichen Betrieb einer monovalenten Wärmepumpenheizung einschließlich der Warmwasserbereitung gewährleistet.

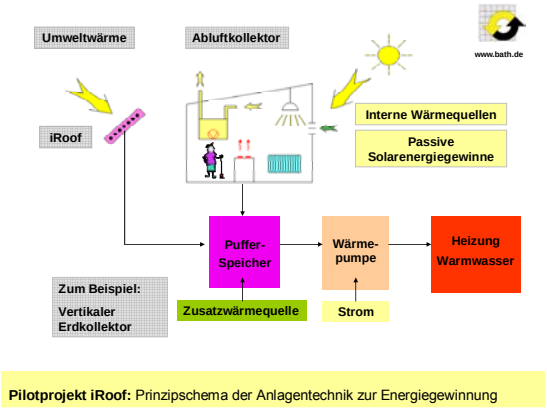
Da es sich bei dem Projekt um ein Forschungsvorhaben handelt kann davon ausgegangen werden, dass in Bezug auf den Wirkungsgrad bzw. die Leistungsfähigkeit des Beton-Massivabsorbers noch entsprechendes Optimierungspotenzial vorhanden sein wird.

In einem nächsten Schritt soll das iRoof-Konzept in Kombination mit einer umschaltbaren Wärmepumpe - neben der Heizung und Warmwasserbereitung - auch für die Gebäudeklimatisierung (Kühlung) im Sommer eingesetzt werden.

7.3 Heizung / Warmwasserbereitung

Bei dem innovativen Heizungskonzept werden verschiedene Energiequellen für die Beheizung der Gebäude genutzt. Als Energiespender stehen die iRoof-Dächer mit Photovoltaik und Massivabsorber sowie Abluftkollektoren und bei Bedarf eine Zusatzenergiequelle zur Verfügung. Von den einzelnen Energiequellen kann jeweils Wärmeenergie in einen Sole-Pufferspeicher eingespeist werden. Eine Sole-Wasser-Wärmepumpe entzieht dem Pufferspeicher

die eingebrachte Wärmeenergie und bringt somit das Heizmedium auf eine höhere Nutztemperatur von ca. 55°C. Auf diesem Temperaturniveau werden die Gebäude mit Heizwärme (Niedertemperaturheizung) und Warmwasser versorgt. In Abbildung 15 ist schematisch die Anlagentechnik zur Energiegewinnung dargestellt.



Pilotprojekt iRoof: Prinzipschema der Anlagentechnik zur Energiegewinnung

Abb. 15: Schema der Anlagentechnik

Bei dem Reihenhaus-Pilotprojekt wurden drei der sechs Häuser mit einem kombinierten iRoof-Dachabsorber mit integriertem Photovoltaiksystem ausgestattet, welches zur Nutzung der solarthermischen Umweltenergie und der Stromgewinnung dient. Die anderen drei baugleichen Häuser werden konventionell mit einer Gas-Brennwerttherme beheizt. Somit können bei dem Pilotprojekt die zwei unterschiedlichen Heizsysteme, bezüglich der Wirtschaftlichkeit und dem Energieverbrauch, direkt miteinander verglichen werden.

Die iRoof-Dachflächen sind als Beton-Massivabsorber mit integrierten Solewasserleitungen ausgeführt und entziehen über ein Pufferspeicher-Wärmepumpensystem den Betonflächen Wärmeenergie. In der ersten Erprobungsphase wird die Anlage mit einer Soletemperatur von maximal -5°C gefahren. In weiteren Tests wird dann schrittweise die Soletemperatur bis auf -15°C abgesenkt.

Das Rohrnetz des Absorbers - insgesamt ca. 1.200 m PE-Xc-Rohre, ∅ 20,2 x 2,6 mm - ist im Abstand von 125 bis 175 mm im Tichelmann-System verlegt und angeschlossen, wobei gewährleistet wird, dass die Abführung der Umweltenergie auf alle Dachflächen gleichmäßig verteilt wird. Die Sole-Umlaufwassermenge wird über eine elektronisch gesteuerte Solepumpe mengenvariabel eingestellt.

Bei einer Gesamtabsorberfläche von ca. 210 m^2 werden bei einer spezifischen Wärmeentzugsleistung von 50 W/m^2 ca. 10,2 kW Wärmeenergie für Heizzwecke umgesetzt. Genauere Ergebnisse bezüglich der realen Leistungswerte des iRoof werden die Messungen des Fraunhofer Institut für Bauphysik, Stuttgart bringen, die derzeit noch durchgeführt werden. Die aus den iRoof-Dachflächen entzogene Wärmeenergie wird in einen Sole-Pufferspeicher eingespeist, der gleichzeitig die Funktion einer hydraulischen Weiche übernimmt, so dass die verschiedenen Solekreisläufe hydraulisch voneinander getrennt sind.

Als zweite Energiequelle für die Wärmepumpe wurde in jedem Haus ein Abluftkollektor installiert. Der Abluftkollektor ist eine so genannte Lüftungsbox, die aus einem Ventilator, Filter, Wärmetauscher, Solepumpe und einem Regelungssystem besteht. Bei diesem Lüftungssystem werden einerseits die in das Haus einwirkenden passiven Solarenergiegewinne und andererseits die Wärmeenergie der internen Energiequellen wie beispielsweise Beleuchtungs-, Personen-, Bad- und Küchenabwärme energetisch genutzt. Dabei wird über ein im Gebäude installiertes Lüftungssystem in mehreren Räumen die Luft abgesaugt und die in der Abluft vorhandene Wärmeenergie im Abluftkollektor mit dem Sole-Wärmetauscher entzogen. Die aus der Abluft gewonnene Energie wird in den Sole-Pufferspeicher der Wärmepumpe eingespeist.

Der Ersatz der entnommenen Raumluft ist durch das kontinuierliche Nachströmen von Frischluft, durch spezielle Nachströmventile in den Fenstern, gewährleistet, so dass durch den automatischen Luftaustausch ein angenehmes und gesundes Raumklima geschaffen werden kann.

Bei einem Abluftvolumenstrom von ca. 150 m^3/h beträgt die Wärmeentzugsleistung des Lüftungssystems ca. 0,9 kW/h pro Haus. Die elektrische Leistungsaufnahme für Ventilator und Pumpe beträgt dabei ca. 0,11 kW/h.

Die installierte Sole-Wasser-Wärmepumpe mit einem Scroll-Verdichter der neuesten Generation hat eine Leistungszahl von 2,8 (COP-Wert bei 0/50°C und internen Pumpen) und bei 0/35°C von 4,3. Die Wärmepumpe für die drei Häuser bringt eine Heizleistung von ca. 15,8 kW. Die maximale Vorlauftemperatur für das Heizsystem beträgt 60°C. Neben der Heizwärmeversorgung der drei Wohnhäuser übernimmt die Wärmepumpe auch die Warmwasserbereitung. Das warme Brauchwasser wird in einem zentralen Warmwasserspeicher mit einem Fassungsvermögen von 430 Liter erzeugt, der speziell auf die Anlagentechnik der Wärmepumpe abgestimmt ist.

In den Gebäuden wurde ein Heizsystem als 2-Rohr-System installiert, das mit Systemtemperaturen von 55/40°C ausgelegt ist. In den Wohnräumen wurden konventionelle Niedertemperatur-Heizkörper eingebaut.

Für die gesamte Mess-, Steuerungs- und Regelungstechnik wurde im Technikraum ein zentraler Schaltschrank installiert. Durch den Einbau mehrerer Fühler in der iRoof-Oberschale und in den Gebäuden werden die verschiedenen Regelungsvorgänge automatisch gesteuert und durch den Einbau von Kälte- bzw. Wärmemengenzählern die Energie- und Verbrauchsströme der Anlagentechnik messtechnisch erfasst und dokumentiert.

In Abbildung 16 ist der installierte Sole-Pufferspeicher zu sehen. Abbildung 17 zeigt die Sole-Wasser-Wärmepumpe.

Abb. 16: Solar-Pufferspeicher

Abb. 17: Sole-Wasser-Wärmepumpe

In der Anfangsphase werden mehrere Messreihen gefahren und einzelne Varianten getestet mit dem Ziel, die optimalen Parameter für die installierte Anlagentechnik zu gewinnen. Erste Ergebnisse werden bereits zum Ende der Heizperiode 2006 vorliegen. Um jedoch bezüglich der Wirtschaftlichkeit und Energieeffizienz des iRoof-Konzeptes eine detaillierte Aussage treffen zu können, werden die Messungen noch über mehrere Jahre fortgeführt.

8 Kosten / Wirtschaftlichkeit

8.1 Herstellkosten

Das iRoof kann in den folgenden drei Standards ausgeführt werden:

a) Massives Dach / Wand
b) Massives Dach / Wand mit Massivabsorber
c) Massives Dach / Wand mit Massivabsorber und PV-Modulen

Die Dachkonstruktion besteht grundsätzlich bei allen Varianten aus einer tragenden Unterschale, der druckfesten Wärmedämmung und einer Oberschale. Die in den drei Ebenen verwendeten Baustoffe und die Konstruktionsabmessungen der einzelnen Schichten sind variabel und können somit kostenmäßig stark beeinflusst werden.

Bei dem Pilotprojekt BV Oberhausen wurde die Variante a) und c) ausgeführt. Die Standardvariante a) hatte folgenden Aufbau:
Unterschale: BFT aus Normalbeton, d = 20 cm
Wärmedämmung: druckfeste EPS 035, d = 20 cm
Oberschale: BFT mit schwindarmem SVB und integrierter Foliendachhaut, d = 14 cm

Für die Dachvariante a) lagen die Gesamtkosten bei ca. 150 €/m^2. Zur Realisierung der Variante b) muss für den Absorber mit einem Zuschlag von ca. 20 €/m^2 gerechnet werden. Bei der Variante c) sind zusätzlich noch die Kosten der installierten Leistung der PV-Anlage anzusetzen. Je nach dem verwendeten PV-System kann derzeit von Investitionskosten in der Größenordnung von ca. 4.800 €/kWp bis 5.200 €/kWp ausgegangen werden.

Wie jedoch bereits in 7.1.4 aufgezeigt, muss derzeit vom Investor, aufgrund der vertraglich zugesicherten Einspeisevergütung, die PV-Anlage lediglich vorfinanziert werden. Nach einer Laufzeit von 10 bis 12 Jahren haben sich die Anlageninvestitionskosten amortisiert bzw. es wird ab diesem Zeitpunkt bis zum Vertragsende nach 20 Jahren ein Gewinn in der Größenordnung von ca. 26.000 € erwirtschaftet.

9 Ausblick

Durch den mess- und wahrnehmbaren Klimawandel bzw. durch die in jüngster Zeit immer häufiger aufgetretenen Naturkatastrophen wie Überschwemmungen, Stürme, Brände und Erdbeben hat sich das Umweltbewusstsein in der breiten Bevölkerung und Politik stark verändert. Eine neue richtungsweisende Energie- und Umweltpolitik wird künftig das Bauen, sowohl im Neubau als auch im Bestand, bestimmen. Neue, innovative Baustoffe und Bauweisen werden

erforderlich sein, um die hochgesteckten politischen Ziele bezüglich einer effektiven Energieeinsparung und CO_2-Minderung zu erreichen. Hierfür sind künftig hocheffiziente, saubere und nachhaltige Energiekonzepte erforderlich. Nach den mittel- und langfristigen Zielen der Bundesregierung soll der Anteil der umweltverträglichen und ressourcenschonenden erneuerbaren Energien am gesamten Energieverbrauch in Deutschland von 3,6 % (2004) auf 4,2 % im Jahr 2010 und 10 % bis 2020 gesteigert werden. Bis zur Mitte des Jahrhunderts sollen die Erneuerbaren Energien rund die Hälfte des gesamten Energieverbrauchs liefern. Im Strombereich soll der Anteil der erneuerbaren Energien am Stromverbrauch im Jahr 2020 auf mindestens 20 % ansteigen. Die aktuellen vielschichtigen Förderprogramme der Bundesregierung wie z.B. das „CO_2-Gebäudesanierungsprogramm“, „Wohnraum Modernisieren Öko-Plus“, „Ökologisch Bauen“, „Energetische Sanierungsmaßnahmen an Wohngebäuden“ u.a. unterstreichen den politischen Willen und die dringende Notwendigkeit zum Handeln. Sie sind auch ein Beleg dafür, dass in Bezug auf die Verbesserung der Energieeffizienz, der Luftschadstoffemissionen (z.B. CO_2, NO_x, Feinstaub etc.) und dem Schallschutz (Verkehrs-, Schienen- und Fluglärm) an Gebäuden noch große Modernisierungs- und Sanierungsinvestitionen zu tätigen sind.

Das iRoof / iWall-Konzept leistet mit seiner CO_2-emissionsfreien Technologie einen nicht unerheblichen Beitrag zu einem nachhaltigen Klimaschutz. Durch die Verringerung des CO_2-Ausstoßes wird für eine bessere und sauberere Umwelt gesorgt.

iRoof / iWall wurde sowohl für den Neubau als auch für die Nachrüstung energetisch mangelhafter Bausubstanz und für die Aktivierung brachliegender Dach- und Fassadenflächen für die Energiegewinnung und Emissionsvermeidung entwickelt. Mit diesem neuen regenerativen Energiekonzept kann künftig eine hochwertige und nachhaltige Bausubstanz geschaffen werden. Für ein sicheres und ökonomisches Betreiben von iRoof / iWall kann auch in der Zukunft die Energie der Sonne als unendliche Quelle kostenlos genutzt werden.

Mit den folgenden Zahlen kann für die solare Energiegewinnung eine interessante Zukunftsperspektive aufgezeigt werden. Allein in Deutschland gibt ca. 2,5 Milliarden m^2 Dachflächen. Davon sind ca. 0,8 Milliarden m^2 für einen effizienten Einsatz von Photovoltaik und Solarthermie mit einer installierbaren Spitzenleistung von 80 MWp geeignet. Das entspricht einer Kraftwerkskapazität von 13.000 MW! Im Bereich der Gebäudefassaden steckt noch weiteres riesiges Potenzial für eine saubere und ressourcenschonende Energiegewinnung.

Abb. 16: iRoof-Pilotprojekt BV Oberhausen

10 Literatur

[1] Erneuerbare Energien-Gesetz (EEG) vom 21. Juli 2004

[2] Hersel, O., Middel, M., Schäfer, H. G.: Das massive Dach im Wohnungsbau. Verlag Bau+Technik, Düsseldorf, 2002

[3] König, N.: Massive Steildachelemente im Modellbau. Bundesbaublatt 50, Heft 2, Bauverlag Wiesbaden, 2001

[4] Primus, I.: Bausubstanz als Wärmequelle für Wärmepumpen. VDI Berichte Nr. 1321 VDI Verlag, Düsseldorf, 1997

[5] Primus, I.: Massiv-Absorber – Die Wärmequelle für die Wärmepumpe. Beton-Verlag, Düsseldorf, 1995

[6] Primus, I.: Effiziente Solarwärmenutzung mit Massiv-Absorbern. Beton, Heft 8/1994, Beton-Verlag, Düsseldorf, 1994

[7] Jastrow, R.: Optimierung eines Wärmepumpen-Heizsystems mit Betonabsorbern – Messungen in der Solar-Thermie-Wohnanlage Oberhausen-Rheinhausen und mathematisches Modell. VDI Verlag Düsseldorf, Dissertation Universität Karlsruhe, 1997

[8] Ebeling, K.: Energiesparen mit Beton – Neue alte Heiztechnik. Betonwerk + Fertigteiltechnik BFT, Heft 12/1994, Bauverlag Wiesbaden, 1994

[9] Schwarz, B.: Wärme aus Beton: Systeme zur Nutzung der Sonnenenergie. Beton-Verlag, Düsseldorf, 1987

[10] Middel, M., Pickhardt, R., Eifert, H., Lieblang, P., Lotter, S., Preis, W.: Bauphysik nach Maß. Verlag Bau+Technik, Düsseldorf, 2003

[11] Hammer, R., Jung, P., Beton in der Solararchitektur. AV-Druck plus GmbH, Wien, 2000

[12] Brandt, J., Krieger, R., Moritz, H.: Wärmeschutz nach Maß. Beton-Verlag, Düsseldorf, 1990

Ultraschall-Monitoring der Eigenschaftsentwicklung von jungem Beton

Hans-Wolf Reinhardt

Zusammenfassung
Die Anwendung von Ultraschall eignet sich zum Monitoring von mechanischen Eigenschaften von Frischbeton und erhärtetem Beton. Gezeigt werden einige Methoden: Durchschallung, Impact-Echo, Reflexion. Die Messprinzipien werden erläutert und Anwendungen auf verschiedene Betonzusammensetzungen werden gezeigt. Es stellt sich heraus, dass die Verfahren etwa gleichwertige Ergebnisse liefern.

1 Einleitung

Das Erstarren von Bindemitteln ist eine verarbeitungstechnisch wichtige Eigenschaft. Sie wird nach DIN EN 196-3 mit dem Vicat-Nadelgerät geprüft. Diese Prüfung ist eine punkthafte Darstellung und eine technologische Prüfung, d. h. es wird eine Eigenschaft geprüft, die physikalisch keinen sicheren Hintergrund hat und dessen Messwerte vom Gerät abhängig sind. Eine Alternative dazu bietet die kontinuierliche Messung des Erstarrens und Erhärtens mit Hilfe von elastischen Wellen. Die Wellengeschwindigkeit steht in einem physikalischen Zusammenhang mit den Eigenschaften des Mediums und zwar dem Elastizitätsmodul, der Querdehnzahl und der Dichte. Mit Hilfe solcher Verfahren ist es möglich, vom Zustand des Frischmörtels oder -betons bis zum erhärteten Zustand übergangslos zu messen.

2 Messprinzipien und Geräte

2.1 Durchschallung

Bei der Durchschallung wird an einer Seite der Probe ein Geber angebracht, auf der gegenüberliegenden Seite ein Empfänger. Der Geber kann ein Ultraschallgeber sein, es könnte aber auch z. B. eine auftreffende Stahlkugel sein, die eine mechanische Welle erzeugt. Das Signal wandert durch die Probe und wird an der Gegenseite aufgenommen. Aus der Ankunftszeit und dem Abstand zwischen Geber und Empfänger wird die Geschwindigkeit errechnet. Üblicherweise ist es die P-Welle (Longitudinalwelle), die gemessen wird. Als Gerät hat sich das FreshCon-Gerät vom Institut für Werkstoffe im Bauwesen (IWB) sehr bewährt [1]. Es besteht aus einem PMMA-Behälter, in den in den Seitenwänden Geber und Empfänger eingelassen sind. Die Wandstärke ist an diesen Stellen auf 1 mm reduziert, während sie sonst 10 mm beträgt. Die eigentliche Probe befindet sich im mittleren Teil in einem U-förmigen Schaumgummibehälter. Der Schaumgummi wurde deshalb gewählt, damit die Wellen nicht über die Behälterwand, sondern durch die Probe übertragen werden. Das ganze Gerät ist demontabel und kann nach jedem Gebrauch einfach gereinigt werden. Geber und Empfänger sind breitbandig mit einem Frequenzspektrum von 20 bis 300 kHz.

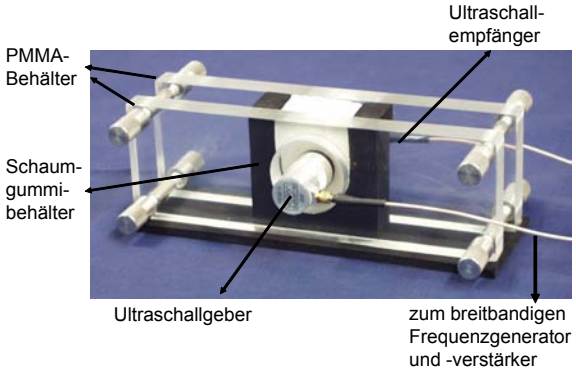


Abb. 1: FreshCon-Gerät des IWB

2.2 Impact-Echo

Beim Impact-Echo-Verfahren wird von einer Seite ein elastischer Stoß erzeugt. Die generierte Welle wird an der Rückseite mehrfach reflektiert und es entsteht eine stehende Welle in der Probe. Das Signal wird aufgezeichnet und hinsichtlich der Frequenz analysiert. Es ergibt sich eine deutliche Resonanzfrequenz.

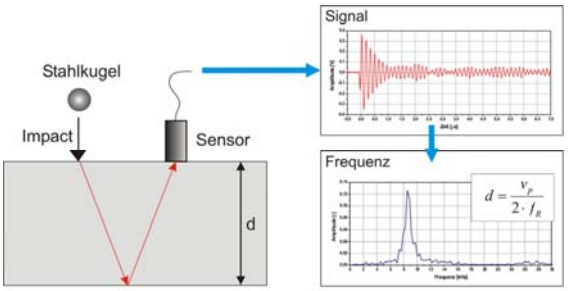


Abb. 2: Messprinzip von Impact-Echo [2]

Aus der Resonanzfrequenz und der P-Wellengeschwindigkeit lässt sich die Dicke der Probe ableiten

$$v_p = 2\,d\,f_R\,[m/s] \qquad (1)$$

mit der Wellengeschwindigkeit in m/s und einer Frequenz in Hz. Bei erstarrendem und erhärtendem Material ist die Geschwindigkeit abhängig vom Alter der Probe.

2.3 Reflexion

Bei der Reflexionsmessung wird davon Gebrauch gemacht, dass an jedem Übergang eines Materials in ein anderes Material Reflexion und Transmission auftreten. Abhängig von der Materialpaarung kann die Reflexion sehr stark sein, wie z. B. Luft gegen Festkörper. Bei Beton ist die Schalung eine Acrylglasplatte, durch die ein Ultraschallsignal geleitet wird. Es wird an der Grenzfläche zwischen Acrylglas und Beton reflektiert.

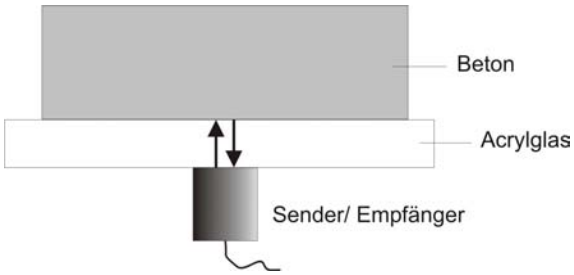


Abb. 3: Messprinzip bei Reflexion [2]

Als Geber kam ein Gerät mit 200 kHz Zentralfrequenz zur Anwendung. Der Reflexionskoeffizient wird durch folgende Gleichung beschrieben

$$R(t) = \frac{Z_2(t) - Z_1}{Z_2(t) + Z_1} \qquad (2)$$

$$Z_i = \rho_i\, v_{P,i}(t)$$

Z sind die akustischen Impedanzen der zwei Materialien, Index 1 bezeichnet das erste Material, Index 2 das zweite Material, ρ ist die Dichte und v_p die Wellengeschwindigkeit.

3 Ergebnisse

3.1 Reiner Mörtel und Beton

An einigen Mörtel- und Betonproben, deren Zusammensetzung in Tabelle 1 gegeben ist, wurden Transmissions- und Reflexionsmessungen durchgeführt. Als Zement wurde immer ein CEM II/A-LL 42,5 R verwendet.

Tab. 1: Mörtel- und Betonzusammensetzungen

	RS01	RS02	RS03
Zementgehalt, kg/m^3	380	380	380
w/z-Wert	0,60	0,60	0,45
Größtkorn, mm	2	16	16
Fließmittel, %	0,2	-	0,2

Den Verlauf der Wellengeschwindigkeit als Funktion des Alters zeigen die Abbildungen 5 für die drei Mischungen.

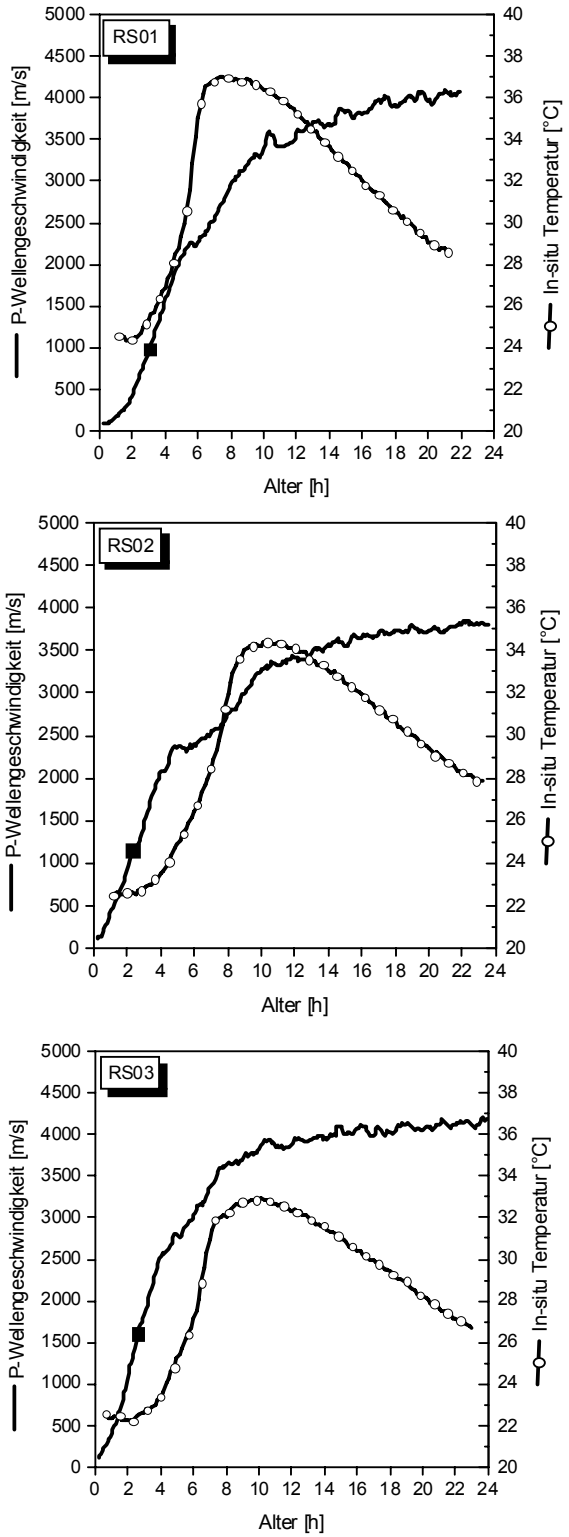


Abb. 5: P-Wellengeschwindigkeit und Temperatur als Funktion des Mörtel- bzw. Betonalters

Gleichzeitig wurde bei den Versuchen noch die Temperatur gemessen, die jedoch hier nicht weiter ausgewertet werden soll. Es ergeben sich im Frisch-

beton Wellengeschwindigkeiten von etwa 200 bis 300 m/s, danach steigt die Wellengeschwindigkeit steil an und erreicht nach etwa 24 h bereits einen Endwert.

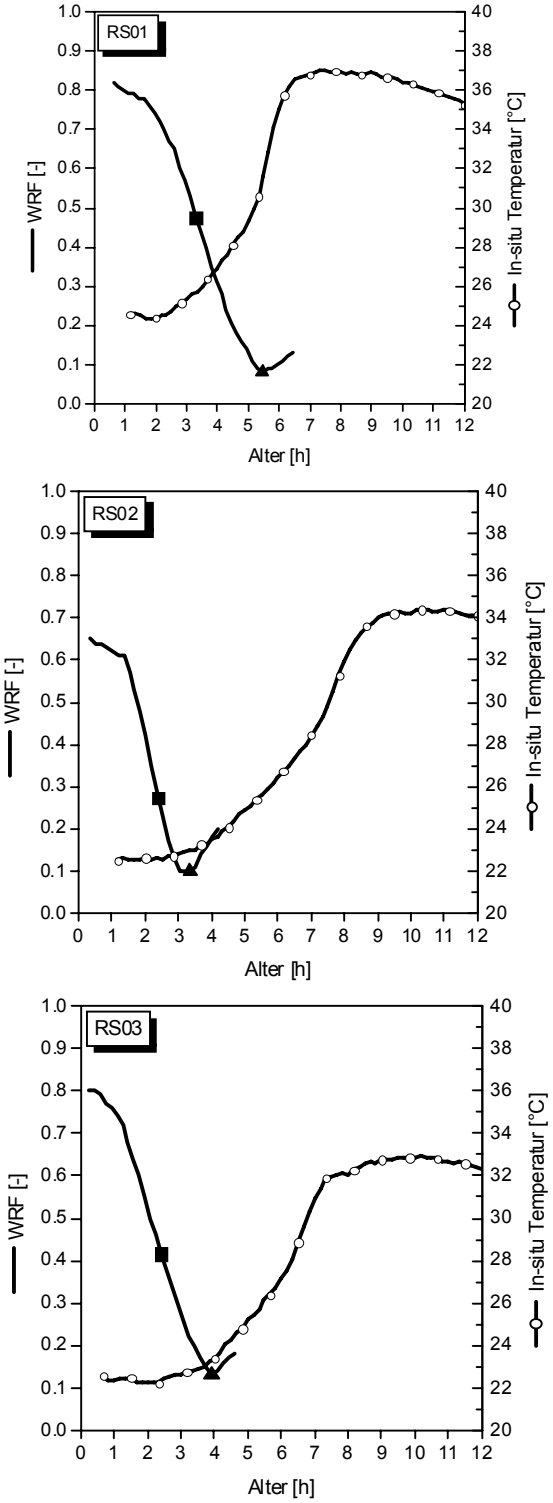


Abb. 6: Reflexionsfaktor und Temperatur als Funktion des Mörtel- bzw. Betonalters

Je nach Zusammensetzung ist die Endgeschwindigkeit etwas höher oder niedriger. Für den RS02 beträgt sie etwa 4000 m/s, für den RS03 etwa 4300 m/s.

Reflexionsmessungen wurden ebenfalls durchgeführt, die in den Abbildungen 6 zu sehen sind.

Wie erwartet, ist der Reflexionsfaktor am Anfang sehr hoch, da der Übergang von Plexiglas zu einer Flüssigkeit einen sehr großen Impedanzunterschied darstellt. Danach nimmt der Reflexionsfaktor stark ab und erreicht etwa nach drei Stunden bei RS02, vier Stunden bei RS03 und fünf Stunden bei RS01 ein Minimum.

Die Versuche wurden auch hinsichtlich der Resonanzfrequenz im Impact-Echo-Verfahren ausgewertet.

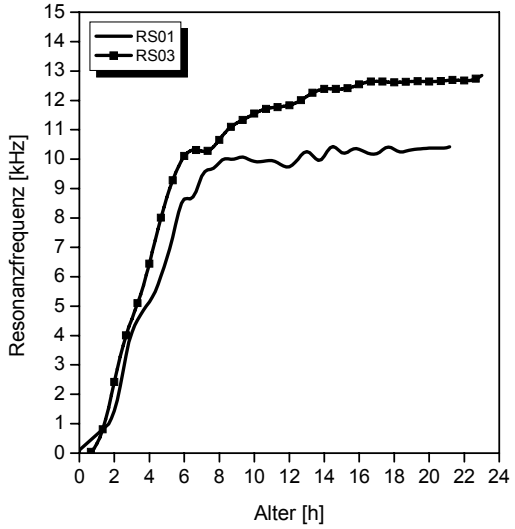


Abb. 7: Resonanzfrequenz als Funktions des Alters

Wie erwartet, ergibt sich ein starker Anstieg der Resonanzfrequenz, die ja in direktem Zusammenhang zur Wellengeschwindigkeit steht (siehe Gleichung 1).

Alle drei Methoden haben sich also als empfindliche Messverfahren erwiesen, die den Verlauf des Erstarrens und Erhärtens deutlich wiedergeben können.

3.2 Variation von Betonzusatzmitteln

Die Produktion von Betonzusatzmitteln lässt sich hinsichtlich der Gleichmäßigkeit und der Wirkungsweise sehr gut mit den automatischen Verfahren feststellen. Abb. 8 zeigt den Einfluss verschiedener Betonzusatzmittel auf die Geschwindigkeitsentwicklung eines bestimmten Betons.

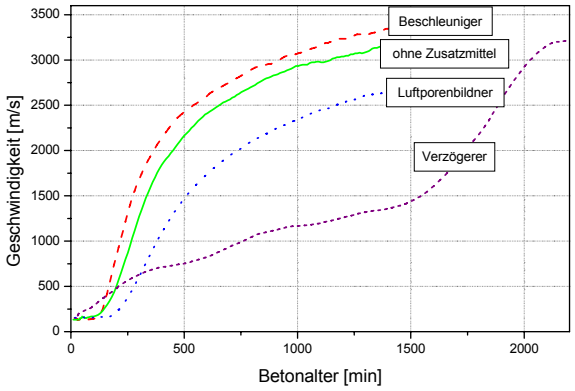


Abb. 8: P-Wellengeschwindigkeit als Funktion des Betonalters bei Verwendung verschiedener Zusatzmittel

Deutlich ist wiederum der Beginn des Frischbetonzustandes festzustellen, der bei etwa 200 m/s Wellengeschwindigkeit liegt. Danach steigt, wie erwartet, beim Beschleuniger die Wellengeschwindigkeit sehr schnell an, während sie beim Verzögerer auf einem relativ niedrigen Niveau bleibt. Auch der Luftporenbildner zeigt eine gewisse Verschiebung gegenüber dem Nullzustand. Luftporen wirken in einem Frischbeton immer dämpfend auf die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit. Die niedrige Geschwindigkeit im Frischbetonzustand ist hauptsächlich auf die Luftblasen zurückzuführen. Dies kann anhand der Biot-Theorie nachgewiesen werden.

3.3 Variation des Wasserzementwerts

Wie erwartet hat der Wasserzementwert einen direkten Einfluss auf die Erhärtung. Abb. 9 zeigt den Verlauf der Wellengeschwindigkeit bei Serienuntersuchungen mit Wasserzementwerten 0,50, 0,55 und 0,60.

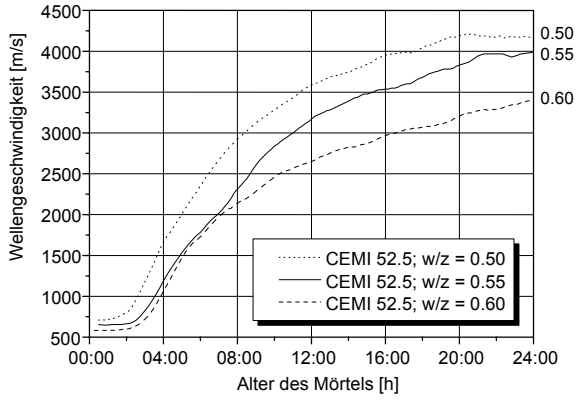


Abb. 9: P-Wellengeschwindigkeit von Mörtel mit verschiedenen w/z-Werten als Funktion des Alters

Alle Mörtel fangen mit einer Geschwindigkeit um 600 m/s an. Der Mörtel mit dem w/z = 0,50 steigt am schnellsten und zeigt wie erwartet auch die höchste Endgeschwindigkeit. Die anderen w/z-Werte folgen und erreichen nach w/z gestaffelt niedrigere Endwerte.

3.4 Spritzbetonbeschleuniger

Spritzbetonbeschleuniger werden eingesetzt, um dem Spritzbeton die richtige Verarbeitungsfähigkeit und Erhärtungsgeschwindigkeit zu verleihen. Eine möglichst frühzeitige Erhärtung ist erwünscht, damit eine neue Lage Spritzbeton aufgebracht werden kann. Es gibt verschiedene Arten von Beschleunigern: Alkalisilicate, Alkalicarbonate, Natrium- und Kaliumaluminate und sog. alkalifreie Beschleuniger auf der Basis von Aluminiumsulfat und Calciumsulfoaluminat. Diese letztgenannten Beschleuniger haben hinsichtlich der Wirkung auf die Umwelt und die Arbeitssicherheit Vorteile. Ein kleines Forschungsprogramm hatte zum Ziel, die Empfindlichkeit von Spritzbetonbeschleunigern hinsichtlich Veränderungen des Typs, der Zugabemenge und des verwendeten Zements zu studieren. Zu diesem Zweck kam wieder das FreshCon-Gerät des IWB zum Einsatz (siehe Bild 1).

Die Messfrequenz betrug dabei 20 MHz, die Messintervalle 0,5 min in der ersten halben Stunde und 2 bis 5 min zu späteren Zeiten. Zwei Beschleuniger kamen zum Einsatz, ein aluminiumsulfatbasierter Beschleuniger (AlS) und ein alkalialuminatbasierter Beschleuniger (AlA). Zwei Zemente wurden verwendet, ein CEM I 42,5 R (I) und ein CEM II/A-LL 42,5 R mit 6 bis 20% Kalksteinmehl (II). Die Beschleunigermenge betrug 0; 0,5; 0,75; oder 1 mal die maximale erlaubte Zugabemenge (50 ml/kg Zement). Es wurde ein Standardmörtel nach DIN EN 480-1 angefertigt bestehend aus 1350 g Normsand, 450 g Zement und 225 g Wasser. Das Zusatzmittel wurde zugegeben und 10 s gemischt und in den FreshCon-Behälter eingefüllt. Der Behälter wurde mit Klebeband abgedichtet. Der Messbeginn war 6 min nach Wasserzugabe und 2 min nach Beschleunigerzugabe. Gemessen wurde bei 20°C. Abb. 10 zeigt die Entwicklung der Ultraschallgeschwindigkeit mit dem Alter.

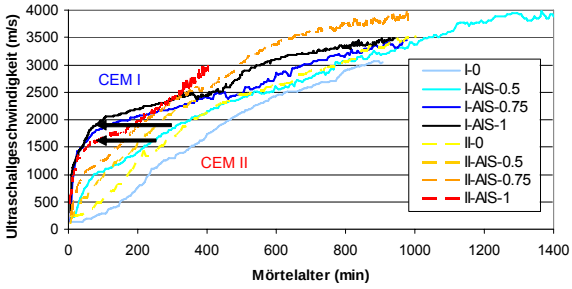


Abb. 10: Ultraschallgeschwindigkeit in Abhängigkeit des Mörtelalters bei unterschiedlicher AlS-Beschleunigerdosierung [3]

Sowohl CEM I als auch CEM II entwickeln sehr schnell eine hohe Geschwindigkeit. Mit zunehmender Beschleunigermenge nimmt die Geschwindigkeitsentwicklung zu. Dies gilt für den aluminiumsulfatbasierten Beschleuniger und auch für den alkalialuminatbasierten Beschleuniger (Abb. 11).

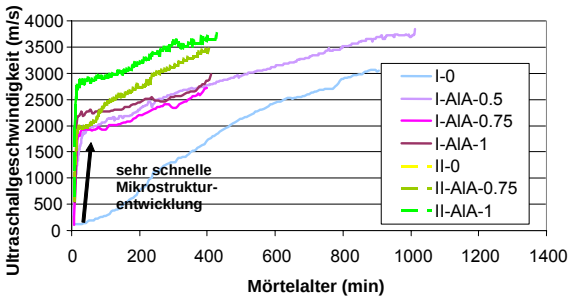


Abb. 11: Ultraschallgeschwindigkeit in Abhängigkeit des Mörtelalters bei unterschiedlicher AIA-Beschleunigerdosierung [3]

Der Einfluss der Beschleunigermenge ist klar zu erkennen. Offensichtlich entwickelt sich bei diesem Beschleuniger in den ersten Minuten die Mikrostruktur, so dass es schon nach wenigen Minuten zu einer Schallwellengeschwindigkeit von 2000 bis 3000 m/s kommt. Neben der Ultraschallgeschwindigkeit kann auch die Frequenz ausgewertet werden oder die übertragene Energie. Abb. 12 zeigt zwei Frequenzschaubilder für einen CEM I ohne Beschleuniger und einen CEM I mit 0,5 mal der höchst möglichen Zusatzmittelmenge.

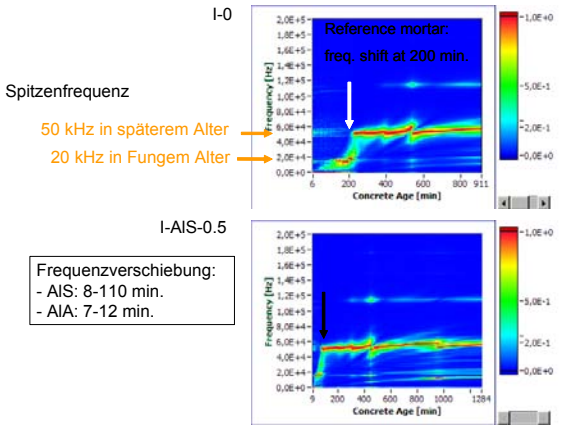


Abb. 12: Frequenzschaubilder

Man erkennt deutlich, dass beim reinen Zementmörtel zunächst Frequenzen von 20 kHz überwiegen, die später auf 50 kHz ansteigen. Bei dem beschleunigten Mörtel sind die Frequenzen von Beginn an höher und bleiben bei 50 kHz hauptsächlich stehen.

4 Beginn und Ende des Erstarrens

Vergleichsmessungen mit dem Vicat-Gerät haben gezeigt, dass der Wendepunkt in der Kurve der P-Wellengeschwindigkeitsentwicklung als Funktion der Zeit (Abb. 5) gut mit dem Beginn des Erstarrens zusammenfällt. Dieser Punkt ist gleichzeitig der Beginn der Erwärmung der Probe, wie das Bild zeigt. Man kann also davon ausgehen, dass zu dieser Zeit die Teilchen fest miteinander verbunden sind (Perkolationsschwelle). Als Ende des Erstarrens wurde in der Literatur 1500 m/s Wellengeschwindigkeit angegeben [4]. Dies war jedenfalls ein Wert, der auf Großbaustellen das Ende der Verarbeitbarkeit von Beton anzeigte.

Bei den Spritzbetonbeschleunigern muss nach DIN EN 934-2 das Erstarrungsende innerhalb von 60 min erreicht sein. Legt man diesen Wert zugrunde, ergibt sich eine Darstellung nach Abb. 13.

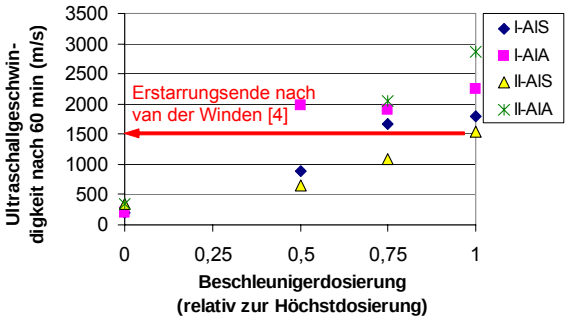


Abb. 13: Ultraschallgeschwindigkeit nach 60 min als Funktion der Beschleunigerdosierung

Dort ist die Ultraschallgeschwindigkeit nach 60 min aufgetragen als Funktion der Zusatzmitteldosierung. Demnach erreicht der aluminatbasierte Beschleuniger mit der halben zulässigen Menge bereits die Anforderungen, während der sulfatbasierte Beschleuniger nur knapp mit der vollen Zugabemenge die Anforderungen erfüllt. Dies gilt für den Portlandkalksteinzement. Mit reinem Portlandzement schneiden die Beschleuniger deutlich besser ab. Der alkalifreie Beschleuniger hatte einen größeren Effekt mit Portlandzement als mit Portlandkalksteinzement. Beim alkalialuminatbasierten liegen die Verhältnisse gerade umgekehrt

5 Ausblick

Es wurde gezeigt, dass die zerstörungsfreien Prüfverfahren einen guten Überblick über das Erstarren und Erhärten von Bindemitteln ergeben. Je nach Zugänglichkeit zur Probe ist dem Durchschallungsverfahren oder dem Impact-Echo- bzw. Reflexionsverfahren der Vorzug zu geben. In der Praxis, z. B. bei Tunnelinnenschalen, deren Erhärtungsverlauf geprüft werden soll, ist die einseitige Anregung die einzig mögliche. Laborgeräte sind inzwischen soweit entwickelt, dass sie automatisch eingesetzt werden können. Das gilt insbesondere für die Software zur Bestimmung der Ersteinsatzzeit eines Signals, was entscheidend für die Genauigkeit des Verfahrens ist. Für den Baustellenbetrieb werden die Geräte weiterentwickelt. Messungen am erhärteten Beton in der Praxis machen keinerlei Schwierigkeiten. Vor allem die Anregung der Wellen könnte noch verbessert werden. Hier bieten sich Luftultraschall- oder auch laserinduzierte Schwingungen [5, 6] an.

6 Literatur

[1] Bahr, G., Krüger, M., Schmidt, M.: FreshCon V2.4 - User Manual, Smartmote & Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 2006

[2] Beutel, R., Öztürk, T., Grosse, C.U.: Vergleichende Untersuchung des Erstarrungs- und Erhärtungsverlaufs von zementgebundenen Materialien mit der Ultraschalltransmssionsmethode, der Ultraschallreflexionstechnik und dem Impact-Echo-Verfahren. Otto Graf Journal 16, 2005, S. 213-224

[3] De Belie, N., Grosse, C.U., Reinhardt, H.W.: Ultrasound monitoring of setting and hardening of shotcrete including alkali-rich or alkali-free accelerators. In: Alexander, M.G., Beushausen, H.-D., Dehn, F. and Moyo, P. (Eds.) Proc. of Int. Conf. „Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting“ (ICCRRR), Cape Town, South Africa, 2005, pp. 907-912

[4] van der Winden, N.G.B.: Ultrasonic measurement for setting control of concrete. In H.W. Reinhardt (Ed.) “Testing during concrete construction”. Chapman and Hall, Proceedings 11, 1991, pp. 122-137

[5] Reinhardt, H.-W., Grosse, C.U. (Eds.): Advanced Testing of Cement-Based Materials during Setting and Hardening. RILEM Publications S.A.R.L., RILEM Report 31, 2005, pp. 362

[6] Erfurt, W.: Erfassung von Gefügeveränderungen in Beton durch Anwendung zerstörungsfreier Prüfverfahren zur Einschätzung der Dauerhaftigkeit. Dissertation Bauhaus-Universität Weimar, 2002

Bauwerksmonitoring – mehr als Messen

Harald Budelmann

Zusammenfassung
Bauwerksmonitoring ist notwendiger Bestandteil und Voraussetzung für ein Lebenszyklusmanagement von Bauwerken. Es dient zur Beurteilung des Bauwerkszustandes, von dessen zu erwartenden Veränderungen und der Restnutzungsdauer. Es wird gezeigt, wie im Sonderforschungsbereich 477 an der TU Braunschweig entwickelte neue Sensorkonzepte, eine adaptive Dauerhaftigkeitsprognose und die probabilistische Schwachstellenanalyse Beiträge zur Weiterentwicklung der Überwachung und von Zustandsprognosen für Stahlbeton- und Spannbetonbauwerke leisten können.

1 Allgemeines

Die ständige Überwachung von Betonbauwerken (Monitoring) ist ein leistungsfähiges, diskontinuierliche Inspektionskonzepte ergänzendes, Werkzeug zur sicheren und wirtschaftlichen Erhaltung der Nutzbarkeit und zur Verlängerung der Nutzungsdauer. Moderne Monitoringkonzepte benötigen eine Vielzahl an Methoden und Techniken, zum beobachten, messen, analysieren, interpretieren, generalisieren, modellieren, entscheiden u.a.m.. Der SFB 477 an der TU Braunschweig dient der Entwicklung und Erprobung von Sensorik und Methodik zum Bauwerksmonitoring. Dieser Beitrag berichtet über adaptive Modelle zur Dauerhaftigkeitsprognose an Betonbauwerken im Zuge des Monitoring, über Sensorik zum Monitoring von Spanngliedern und über die probabilistische Schwachstellenanalyse von Bauwerken.

2 Zur Notwendigkeit des Bauwerksmonitorings

Der immense, alternde Bauwerksbestand in den Industrieländern erfordert wachsenden Aufwand zur Erhaltung, Modernisierung und Anpassung an künftige Bedürfnisse. In den zurückliegenden Jahren übertrafen die Erhaltungsinvestitionen für Wohn- und Verwaltungsbauten bereits zunehmend die Neubauinvestitionen (Abbildung 1). Die Altersstruktur von Hochbauten und Brücken (Tabelle 1) zeigt, dass sich der Trend noch verstärken wird. Die langzeitige weitere Nutzung des Bauwerksbestandes ist unabdingbar, aber nur dann sicher und wirtschaftlich möglich, wenn über den Bauwerkszustand und dessen zu erwartende Entwicklung zuverlässige Informationen vorliegen. Die jüngsten Beispiele plötzlichen Bauwerkseinsturzes belegen dies eindringlich.

3 Monitoringkonzepte

Unter *Monitoring* für Bauwerke wird allgemein die laufende Beobachtung und Aufzeichnung eines Zustandes oder Prozesses verstanden. *Structural Monitoring* für Bauwerke meint das Sammeln von Bauwerkbefundsdaten mittels verschiedener Techniken, meist automatisiert, sowie deren Bearbeitung und Vorbereitung zur Bewertung [1].

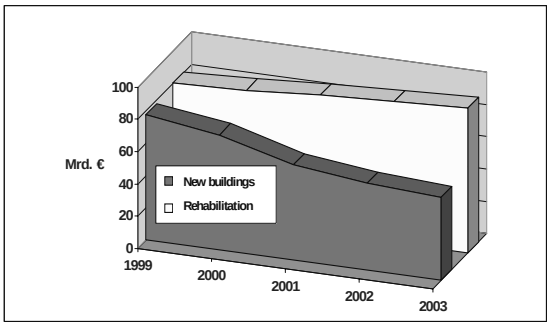


Abb. 1: Trend der Bauinvestition

Tab. 1: Altersstruktur von Bauwerken

Baujahr	Prozentualer Anteil bestehender Bauwerke 2002	
	Fernstraßen-brücken	Hochbauten
vor 1900	1	12
1901 - 1948	9	23
1949 - 1978	63	48
1979 - 1987	18	12
nach 1987	9	5

Monitoring sollte stets Bestandteil eines konstruktionsspezifischen Inspektions- und Wartungskonzeptes sein. Es bedarf einer expliziten Zweckdefinition, auf deren Grundlage die Entscheidung zu treffen ist, was, wie, wo, wann gemessen bzw.beobachtet werden soll und vor allem wie die

gewonnenen Daten gesammelt, bearbeitet, kontrolliert und beurteilt werden sollen. Die Anlässe für eine Entscheidung zum Monitoring können sehr unterschiedlich sein, Tabelle 2 enthält Beispiele.

Jedes Monitoringkonzept muß unabhängig von dessen Komplexität folgende Funktionen bzw. Elemente enthalten:

- Messgrößen, Meßmethoden, Datenerfassung,
- Datentransport, -speicherung, -analyse, -interpretation
- Entscheidungsvorbereitung: Soll-Ist-Vergleich, Grenzzustände, Prognose
- Datenarchivierung, Erfahrungsrückfluss

Tab. 2: Einige Anlässe für „Structural Monitoring“

Übliche Beanspruchungen
• Verformungsempfindliche Konstruktion
• Dauerhaftigkeitsbeobachtung
• Ermüdungsbeurteilung
• Schwachstellenbeobachtung ggf. -auffindung
Besondere Beanspruchungen
• Nutzungs-/Beanspruchungsänderungen
• Tragwerksänderungen
• Einflüsse aus benachbarten Maßnahmen
Vorgeschädigte Bauwerke
• Konstruktionen mit großen Verformungen
• Einflüsse von Materialschädigung
• Kontrolle bei Nutzungsdauerverlängerung
FuE-Aspekte
• Beurteilung innovativer Bauweisen und Baustoffe
• Modellverbesserung und Rückschluss auf Entwurf
• Information über tatsächliches Gebrauchsverhalten

4 Schäden und mögliches Monitoring

Für welche Bauwerke kommt Monitoring infrage? Bezieht man sich bei dieser Frage auf Betonbauwerke, so zweifellos überwiegend für Ingenieurbauwerke, die hohen oder außergewöhnlichen Nutzungsbeanspruchungen unterliegen, sowie für weitgespannte Hochbaukonstruktionen, also Bauwerke, deren Versagen (Standsicherheit, Gebrauchsfähigkeit) unannehmbare Folgen für Leben, Gesundheit oder Umwelt hätte oder schwerwiegende wirtschaftliche Folgen, bzw. die unersetzlich sind.

Beispiele sind Infrastrukturbauwerke (Brücken, Tunnel), Kraftwerks- und Industrieanlagen, Türme und Hochhäuser, Weitgespannte Hallen, Wasserbauwerke (Schleusen, Dämme, Sperrwerke).

Insbesondere für Brücken liegt umfassende Überwachungserfahrung vor. Angesichts der großen Zahl kommt der langfristigen Sicherung der Nutzungsfähigkeit, ggf. der Verlängerung der Entwurfslebensdauer besondere Bedeutung zu. Einige Schadensbilder, -ursachen und Erhaltungsmaßnahmen für Betonbrücken sind in Tabelle 3 zusammengefasst [2].

Die den Schäden an Betonbrücken zugrunde liegenden Schadensmechanismen an den hier wichtigsten Baustoffen Beton, Betonstahl und Spannstahl kann man nach [3] zusammenfassen und überwachen, Tabelle 4.

Tab. 3: Einige Schadensarten an Betonbrücken

Schadensbild	Schadens-ursache	Erhaltungs-maßnahme
Längsrisse an Spanngliedern	Korrosion an Spanngliedern	Nachinjektion
Beschädigte Hüllrohre an externen Spanngliedern	Vandalismus	Sicheres Verschließen der Zugänge der Spannkammern
Risse an Umlenkpunkten	Fehlende, unzureichende Bewehrung	Externe Bewehrung
Feuchte Lagerbänke	Abdichtungs-mängel	Erneuerung der Abdichtung
Durchnässte Fahrbahnüber-gänge	Mängel im Entwässerungs-system	Erneuerung des Fahrbahn-überganges
Biege- und Schubrisse	Korrosion der Bewehrung	Externe Bewehrung oder Vorspannung
Torsionsrisse in Randbalken	Fehlende Torsionsbeweh-rung	Bewehrungs-zulagen
Einzelrisse in Biegezone	Bruch von Spannstählen	Externe Vorspannung
Vertikalrisse an Stützen	Fehlende, korrodierte Bügel-bewehrung	Erneuerung der Bewehrung, Klebe-verstärkung
Abgeplatzte Lager-Konsolenbänke	Fehlende Randzug-bewehrung	Externe Bewehrung, Stahlklammer

Etwa die Hälfte aller Instandsetzungsaufwendungen an deutschen Fernstraßenbrücken müssen für korrosionsbedingte Schäden ausgegeben werden. Betrachtet man nun den Zerstörungsprozess durch Bewehrungskorrosion, so ist gut bekannt, dass er sich in zumindest zwei dominierenden Zeitabschnitten entwickelt [4], siehe Abbildung 2. Die erste Phase ist die Inkubations- oder Einleitungsphase. Dieser Zeitabschnitt endet, wenn die Bewehrungsstahldepassivierung beginnt. An diesem Punkt wird nach allgemeinem Verständnis der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erreicht. Mehrere Degradationsprozesse können in dieser ersten Phase ablaufen: Säureangriff mit der Folge der Reduzierung der Betondeckung, Sulfatangriff mit der Folge der Zerstörung der Betondeckung durch Treiben, Karbonatisierung mit der Folge des Alkalitätsverlustes, Chlorideindringung und weitere.

Tab. 4: Schadensmechanismen und Überwachungstechniken

Schadens-ursachen	Schadens-wirkung	Überwachungs-system
Chemische Reaktionen	Karbonatisierung, Sulfatinteraktion, Chloridpenetr., Alkalireaktion, Spannungskorr.	pH-/Cl-Sensoren, Korr.-Stromstärke und -potential, Dehnungs-sensoren
Hygrische Reaktionen	Schwindrisse, Endogenes Trocknen	Feuchtigkeits-sensoren
Therm. Reaktionen	Thermische Rissbildung, Frostschäden	Temperatur-sensoren
Mech. Reaktionen	Statische Materialermüdung Strain softening, Kontinuierliches Risswachsen	Faseroptische Wegmessung, Schallemission, Ultraschall-messungen
Dynam. Reaktionen	Dynam. Material-ermüdung, Steifigkeits-änderung	Ambiente Vibrationsanalyse, experimentelle Modalanalyse

Die zeitliche Entwicklung solcher Prozesse kann in der ersten Phase mit Hilfe geeigneter Sensoren in der Stahlnachbarschaft beobachtet werden. Die korrosionsbeeinflussenden Monitoringparameter können z.B. der Feuchte- oder Salzgehalt, der pH-Wert oder die Temperatur sein. Alarm- bzw.- Grenzwerte für korrosionsrelevante Parameter müssen a-priori spezifiziert werden.

In der zweiten Phase, der eigentlichen Zerstörungsphase, entwickelt sich die Stahlkorrosion bis ein das Versagen indizierender, festzulegender Grenzwert der Tragfähigkeit erreicht ist. Bis heute gibt es erst sehr wenige Ansätze zum Monitoring des Korrosionsfortschrittes. Neue Verfahren werden im SFB 477 versucht [5].

Schon aufgrund wirtschaftlicher Erwägungen kann ein Structural Monitoring nicht ein vollständiges Bauwerk umfassen. Deshalb müssen gefährdete Bereiche identifiziert werden, für die die Versagenswahrscheinlichkeit vergleichsweise hoch ist. An diesen sogenannten Schwachstellen sollten bevorzugt Sensoren für das Monitoring platziert werden. Doch wie können solche Bereiche gefunden werden? Und welche Parameter sollten bevorzugt beobachtet werden?

Grundsätzlich sind hier zwei Methoden denkbar. In manchen Strukturen könne Schwachstellen mittels Ingenieurmethoden oder Erfahrung identifiziert werden, z.B. im Zuge der Inspektion. Dann kann an diesen Stellen ein gezieltes Grenzwertmonitoring vorgenommen werden, konzentriert auf bestimmte Schädigungsmechanismen. In komplexeren Strukturen mit gleichmäßigem Sicherheitsniveau müssen Schwachstellen hingegen mit Hilfe einer zuverlässigkeitsbasierten Systemanalyse gefunden werden. Sind versagensrelevante Bauwerksbereiche gefunden, können die einzelnen Versagenspfade unter Berücksichtigung der spezifischen Grenzzustände ermittelt werden. Anschließend kann ein selektives Monitoring hinsichtlich Ort und Parametern der maßgebenden Grenzzustände erfolgen, das auch die Prognose der weiteren Schädigungsentwicklung beinhaltet. Beide prinzipiellen Verfahrensweisen sind in Abbildung 3 skizziert.

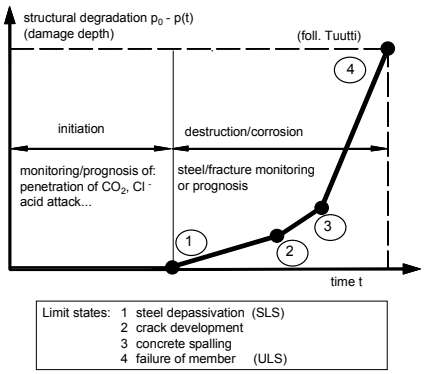


Abb. 2: Korrosionsbedingte Degradation und Grenzzustände

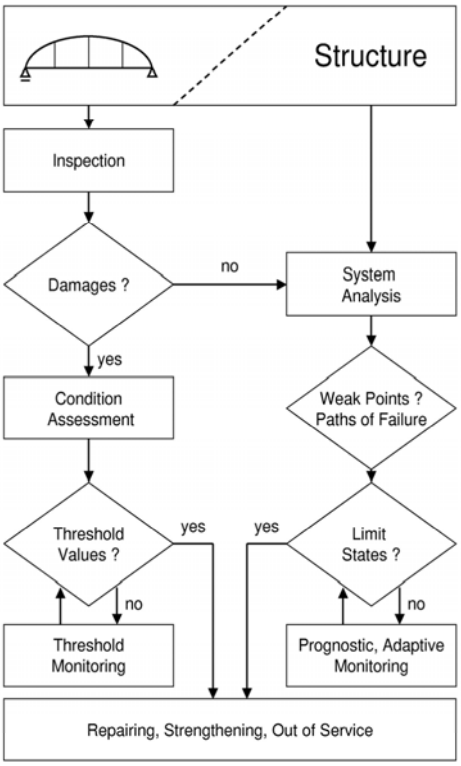


Abb. 3: Vorgehensweisen für Bauwerksmonitoring

5 Neue Sensorentwicklungen

Im Rahmen des SFB 477 an der TU Braunschweig werden verschiedene Sensoren zur Beobachtung dauerhaftigkeitsrelevanter Parameter an Betonbauwerken sowie zum Monitoring vorgespannter Zugelemente entwickelt und erprobt. Tabelle 5 zeigt einen Überblick über Messgrößen und Messprinzipien sowie Literaturquellen, in denen ausführlich über die Funktionsweise berichtet wird. Auf drei Sensorentwicklungen wird nachfolgend näher eingegangen.

Tab. 4: Überblick über Sensorentwicklungen

Measurement Parameter	Measurement Principle	Lit.
Steel Strain	Magnetoelastic Method	[6]
Steel Fracture	Electromagnetic Resonance	[7]
Moisture, pH-value, Chloride	Solvatochromic Dye/Fiber Optics	[8]
Concrete Corrosion	Concrete Corrosion Cells	[9]
Steel Corrosion	Electromagnetic Resonance	[6]

Die magnetostriktive Messung der lokalen Vorspannkraft in Stahlzugelementen nutzt die Abhängigkeit der Form und charakteristischer Parameter der magnetischen Hystereseschleife von der Spannung, Abbildung 4.

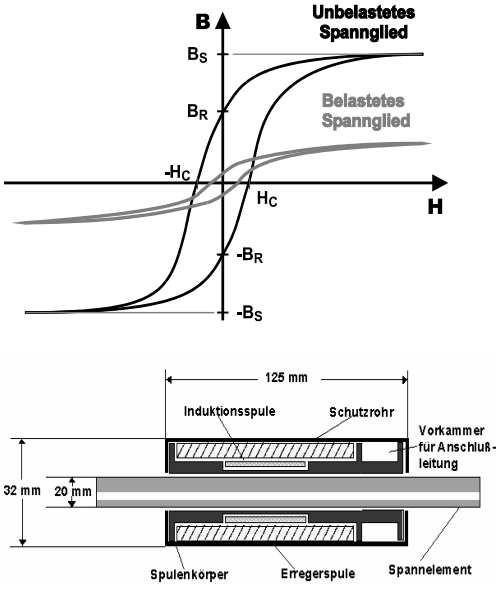


Abb. 4: Magnetostriktive Spannkraftmessung. Oben: Messprinzip, Hystereseschleife. Unten: Magnetoelastischer Spulensensor

Das Monitoring einer Bewehrungs- oder Spannstahlkorrosion ist eine i.w. noch ungelöste Aufgabe. Zwar kann mit Hilfe von „Umgebungssensoren“ in der Einleitungsphase (siehe Abb. 2) die Stahlumgebung hinsichtlich des Entstehens korrosionsbegünstigender Bedingungen (z.B. Temperatur, Feuchte, Sauerstoff, Chloridionen etc.) überwacht werden, doch ist die Detektion einer Korrosion am Stahl selbst nach Ort und Intensität noch ungelöst. Die in Braunschweig in Entwicklung befindliche „reflektometrische Spektroskopie“ könnte unter gewissen Randbedingungen aussichtsreich sein, befindet sich aber noch im Laborstadium.

In einem von Strom mit hoher Frequenz durchsetzten Leiter werden Wirbelströme induziert, die das Magnetfeld im Leiter ringförmig umschließen. Die Wirbelströme schwächen den Primärstrom im Inneren des Leiters ab und verstärken ihn in der Nähe der Oberfläche, siehe Bild 5. Die Stromleitung erfolgt praktisch nur im oberflächennahen Teil des Leiterquerschnittes (Skin-Effekt) mit einer äquivalenten Schichtdicke, der Eindringtiefe des Stromes:

$$\delta = \frac{1}{\sqrt{\pi \mu \chi f}} \qquad (1)$$

mit der magnetischen Permeabilität μ, der elektrischen Leitfähigkeit χ und der Frequenz f.

Da Wechselströme höherer Frequenz also besonders im korrosionsgefährdeten Oberflächenbereich des Spannstahles geleitet werden, ist dieser Effekt für die Untersuchung des Korrosionszustandes interessant. Es ist denkbar, Störungen im Stahlmaterial, wie Kerben, Korrosionsnarben, größere Injektionsfehlstellen, Endverankerungen und Spannstahlbrüche hiermit zu detektieren.

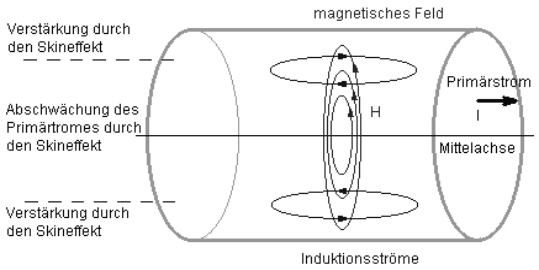


Abb. 5: Prinzip des „Skin-Effekts“ zum Korrosionsmonitoring

Ob das Verfahren unter den Randbedingungen von Bauteilen in der Praxis einsetzbar sein wird, ist derzeit noch nicht zu beurteilen.

Heute angewendete Bruchdetektionsverfahren für Spannbewehrung nutzen den Remanenzmagnetismus oder die magnetische Streufeldmessung; Aufwand und Einsetzbarkeit sind teilweise ungünstig. Die elektromagnetische Resonanzmessung ist ein neuartiges, aussichtsreiches, am iBMB in Entwicklung befindliches Verfahren zur Bruchortung.

Wird eine elektromagnetische Welle einseitig an einem Punkt in einen Stahl eingekoppelt und deren Frequenz systematisch verändert, so kann die Spanngliedlänge durch elektromagnetische Resonanzmessung bestimmt werden. Dabei werden die Spannglieder als ungeschirmte Resonatoren

betrachtet, die in ein verlustbehaftetes Material (Beton) eingebettet sind. In Versuchen wird der Reflektionsparameter in Betrag und Phase als direkte Spannstahlantwort aufgezeichnet. Aus den Messungen lassen sich Resonanzerscheinungen feststellen. Der Abstand zweier benachbarter Resonanzfrequenzen ist hierbei eine Funktion der dielektrischen Materialparameter des den Spannstahl umgebenden Stoffes und der Bruch- bzw. Gesamtlänge des untersuchten Spannstahles. Im Falle einer nur geringen elektromagnetischen Verkopplung der Spannstäbe kann der Bruch durch die signifikante Änderung des Spektrums gegenüber dem intakten Fall sehr einfach detektiert werden. Sowohl die Lage als auch der Abstand der Resonanzerscheinungen verändern sich im Bruchfall deutlich.

Aus dem Abstand benachbarter Resonanzen (Abstand der Minima) Δf lässt sich die u.U. durch einen Bruch verkürzte Länge des Spannstabes l für den einfachen Fall eines Einzelstabes in Abhängigkeit der Umgebungsparameter wie folgt berechnen:

$$l = \frac{c_0}{2\sqrt{\varepsilon_r}\,\Delta f} \qquad (2)$$

wobei c_0 die Vakuumlichtgeschwindigkeit und ε_r die Dielektrizitätskonstante (DK) des umgebenden Mediums, z.B. Luft oder Beton kennzeichnet. Eine Spannstabverkürzung führt somit zu einem größeren Abstand Δf zwischen den Minima der Reflektionsparameter im Frequenzband. Der Differenzbetrag ist für verlustfreie Umgebungsmedien im untersuchten Frequenzbereich konstant.

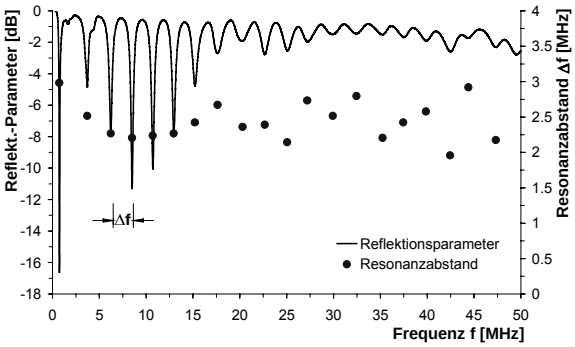


Abb. 6: Elektromagnetische Resonanzmessung zur Bruchdetektion in Spanngliedern

Es konnte festgestellt werden, dass weder der Spannstahldurchmesser noch die Materialzusammensetzung einen Einfluss auf den Resonanzabstand Δf besitzt. Abbildung 6 zeigt einen typischen Verlauf der elektromagnetischen Messung an einem einzelnen 59,4 m langen Stab in Luftumgebung. Der rechnerische Resonanzabstand beträgt Δf = 2,52 MHz und stimmt gut mit den gemessenen Abständen des untersuchten Spannstabes überein (Δf = 2,44 MHz im Mittel).

6 Adaptive Dauerhaftigkeitsprognose im Zuge des Monitorings an Betonbauwerken

Die am iBMB entwickelten Dauerhaftigkeitsmodelle werden im Rahmen des SFB 477 zu adaptiven Modellen weiterentwickelt, d.h. zu Modellen, die sich an am Bauwerk gewonnene Messdaten anzupassen vermögen, um so eine genauere Zukunftsprognose zu ermöglichen. Wesentlich ist, dass ein adaptives Modell mit geschätzten Eingangsdaten gestartet werden kann. Die Genauigkeit der Prognose wird durch die adaptive Anpassung an das Bauteilverhalten innerhalb eines gewissen Beobachtungszeitraums erreicht. Der Zeitaufwand und die Kosten für die Ermittlung der Eingangsdaten sinken damit erheblich und die Modellierung wird zu einem geeigneten Instrument im Rahmen der Bauwerksüberwachung.

Das Projekt arbeitet experimentell mit sogenannten Ersatzbauwerken. Dies sind vorgespannte Stahlbeton-Probebauwerke. Abbildung 7 zeigt eines dieser Bauwerke. Das Ersatzbauwerk ist der freien Witterung bzw. Säure, Sulfat-, Chlorid- und Ammoniumlösungen ausgesetzt und wurde unter praxisnahen Bedingungen betoniert, nachbehandelt und belastet. Es steht unter realistischen Spannungen und enthält Risse üblicher Breite. Es ist ausgerüstet mit neu entwickelten Feuchte- und pH-Sensoren, Thermoelementen sowie kommerziell erhältlichen Multiringelektroden sowie Anodenleitern.

Abb. 7: Vorgespanntes Stahlbeton-Probebauwerk, beaufschlagt mit verschiedenen Agenzien

Der chemische Angriff auf solche Probebauwerke wird mit dem am iBMB entwickelten und erweiterten Programmsystem Transreac [10,11] adaptiv modelliert. Transreac besteht im Wesentlichen aus einer Feuchte-, Wärme- und Stofftransportberechnung im Bauteil und einer wiederholten Berechnung des thermodynamisch und kinetisch stabilen Phasenbestandes. Weitere Module zur Beschreibung korrosiver Effekte, z.B. Treibdehnungen im Falle eines Sulfatangriffs ermöglichen die Berücksichtigung der

durch den Schadensprozess veränderten Betoneigenschaften. Das Ergebnis der Simulation ist eine zeit- und ortsabhängige Berechnung wesentlicher Baustoffkenngrößen, wie zum Beispiel der Festigkeit, der Porosität und des Phasenbestandes. Dieses schließt auch die Neubildung einer Spezie wie z.B. Ettringit oder Friedelsches Salz mit ein. Abbildung 8 zeigt die wesentlichen Elemente von Transreac im Überblick.

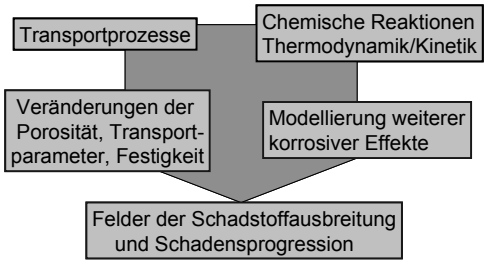


Abb. 8: Die wesentlichen Module von Transreac

Zentraler Punkt dieses Konzeptes ist es, dass die berechneten Baustoffeigenschaften mit am Bauwerk beobachteten Eigenschaften verglichen werden und bei Bedarf durch im Programm berücksichtigte Transportparameter adaptiv angepasst werden. Indem das Modell sich an das reale Verhalten des Bauteils anpasst, ist es möglich, auf die experimentelle Bestimmung einiger Materialparameter im Vorfeld der Simulation zu verzichten und zudem eine zuverlässigere Dauerhaftigkeitsprognose zu erhalten, als dies ohne adaptive Modellierung möglich wäre.

Für den programminternen Vergleich der Bauwerksdaten mit den berechneten Daten wird bei jedem Zeitschrittschleifendurchlauf das adaptive Modul einmalig aufgerufen. In dem adaptiven Modul erfolgt dann der Vergleich der vorgegebenen Parameter.

Bei dem Vergleich sind drei Fälle zu unterscheiden.

1. Das Vergleichsereignis (z.B. die Betonabtragstiefe) ist erreicht, bevor das berechnete Bauwerksalter (Simulationszeit) identisch mit dem realen Bauwerksalter zum Zeitpunkt der Datenerhebung ist. Daraus folgt, dass die Schädigungsprognose der Bauwerksschädigung vorauseilt. In diesem Fall wird durch den adaptiven Algorithmus der zur Betonkorrosion führende Schadstofftransport sehr stark verlangsamt, bis die berechnete Simulationszeit dem Bauwerksalter zum Zeitpunkt der Probennahme entspricht.

2. Das berechnete Bauwerksalter (Simulationszeit) ist identisch mit dem Bauwerksalter zum Zeitpunkt der Datenerhebung und die gemessene Korrosionstiefe ist noch nicht berechnet. Daraus folgt, dass die Schädigungsprognose der Bauwerksschädigung nacheilt. In diesem Fall wird durch den adaptiven Algorithmus der zur Betonkorrosion führende Schadstofftransport sehr stark vergrößert, bis die berechnete Schädigungstiefe der Schädigungstiefe am Bauwerk zum Zeitpunkt der Datenerhebung entspricht.

3. Das Vergleichsereignis stimmt in Schädigung und Zeit mit dem berechneten Ereignis überein. Eine adaptive Beeinflussung ist nicht notwendig.

Die Funktionsweise des adaptiven Moduls ist in Abbildung 9 dargestellt. Die dort eingezeichneten Vergleichereignisse 1 bis 3 entsprechen den beschrieben Fällen 1 bis 3.

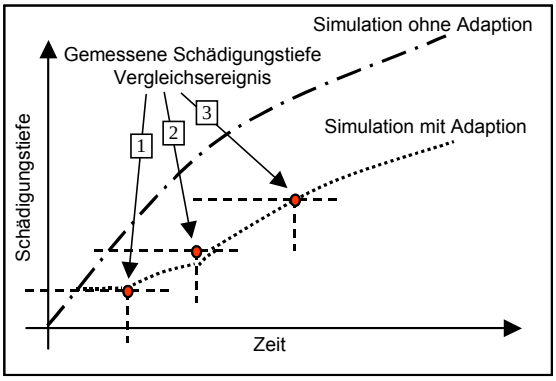


Abb. 9: Prinzipielles Vorgehen bei der adaptiven Simulation

Für die Synchronisation werden die Stofftransporte durch eine starke Parameterbeeinflussung beschleunigt (Fall 2) oder verlangsamt (Fall 1). Das Programm wird aus Gründen der Rechenzeit für die Synchronisation nicht neu gestartet, sondern während der laufenden Simulationsberechnung kurzzeitig stark beeinflusst.

Nach der Synchronisation des berechneten Ereignisses mit dem realen Ereignis werden in einem zweiten Algorithmus die bei der Eingabe vorgegebenen Transportparameter angepasst, um die Qualität der Berechnung zu verbessern. Die Anpassung der Transportparameter ist abhängig von der Zeitdifferenz zwischen dem berechneten Ereignis und dem realen Ereignis. Bei einer großen Abweichung erfolgt eine starke Korrektur der Transportparameter und bei einer kleinen Abweichung eine geringe Korrektur. Die durch den adaptiven Algorithmus neu eingestellten Transportparameter haben bis zum nächsten Vergleichsereignis unverändert Bestand und werden erst durch den erneuten Vergleich mit einem realen Messergebnis adaptiv weiter angepasst. Der Algorithmus wird in [10] näher beschrieben.

Die adaptive Simulation anhand von Vergleichsereignissen gewährleistet, dass mit jedem Vergleichsereignis die Qualität der Prognose verbessert wird. Ebenso ist es durch diesen Algorithmus möglich, Veränderungen der Transportparameter durch bauwerksspezifische äußere Einflüsse wie zum Beispiel die Selbstabdichtung von Beton in einer Prognose automatisch zu berücksichtigen.

Im folgenden Beispiel werden die Ergebnisse einer adaptiven Prognoseberechnung am Beispiel des Säureangriffs am Ersatzbauwerk (Abb. 7) vorge-

stellt. Als Datengrundlage wurden für die chemischen Berechnungen die Zementanalysen des Herstellers verwendet. Als Eingangsdaten für die Transportparameter wurden teilweise Schätzwerte, teilweise im Labor ermittelte Daten verwendet.

Die adaptiven Eingangsdaten sind mit der Multiringelektrode gemessene Korrosionstiefen, die anhand eines starken Impedanzabfalls erkennbar sind. Der programmintern genutzte Vergleichsparameter ist die berechnete Entfestigung des Zementsteins. Abbildung 10 zeigt den zeitlichen Verlauf der Korrosionstiefe. Die gepunktete Linie zeigt die nicht adaptiv korrigierten Berechnungen. Die durchgehende Linie zeigt die adaptiv korrigierten Berechnungen. In der Simulationsrechnung wurden sowohl die gemessenen klimatischen Verhältnisse, als auch Beaufschlagungsunterbrechungen berücksichtig.

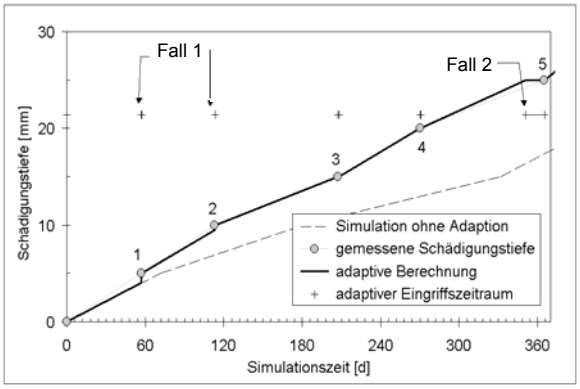


Abb. 10: Entwicklung der Korrosionstiefe über die Zeit (Säureangriff)

Deutlich zu sehen ist, dass die berechnete Korrosionstiefe gegenüber der gemessenen Korrosionstiefe bis zum 1. adaptiven Eingriff zu gering ist. Der adaptive Algorithmus beschleunigt jetzt den weiteren Stofftransport, so dass die Korrosionstiefe voranschreitet, ohne dass die Simulationszeit nennenswert fortschreitet. Der starke adaptive Eingriff erfolgt, bis das berechnete Ereignis mit dem Bauwerksereignis synchronisiert ist. Die weitere Berechnung erfolgt dann mit dem adaptiv korrigierten Transportkoeffizienten bis zum nächsten Vergleichsereignis. In der in der Abbildung dargestellten Berechnung erfolgt auch durch das 2. am Bauwerk gemessene Ereignis ein noch geringfügigbeschleunigender Eingriff.

Das am Bauwerk gemessene Ereignis 3 und 4 stimmt mit den berechneten Werten überein (Fall 3). Erst mit dem 5. Vergleichsereignis ist ein weiterer adaptiver Eingriff notwendig, der in diesem Fall eine Verzögerung bewirkt (Fall 1). Die Prognoseberechnung läuft jetzt mit dem adaptiv optimiertem Parameter bis zum nächsten adaptiven Vergleichsereignis oder zum Ende des vorgegeben Prognosezeitraums.

Obwohl der Algorithmus für beliebig viele Vergleichsereignisse ausgelegt ist, wurden in der gezeigten adaptiven Beispielberechnung lediglich fünf Vergleichsereignisse für die adaptiven Eingriffe gezeigt, um die Transparenz der Darstellung zu wahren. Die Verbesserung der Prognosequalität durch das adaptive Vorgehen ist in der dargestellten Beispielrechnung gut zu sehen.

7 Probabilistische Schwachstellenanalyse

So unterschiedlich die Überwachungsaufgaben bei unterschiedlichen Bauwerken und Bauweisen auch sein mögen - eine ist allen gemeinsam: Es müssen die Schwachstellen des Bauwerkes identifiziert werden. Dies sind die Orte innerhalb eines Bauwerkes, die in Bezug auf das Eintreten von Schäden besonders anfällig sind und / oder bei denen Schäden nicht tolerierbare Folgen nach sich ziehen können. Bei der Schwachstellenidentifizierung sind prinzipiell zwei Verfahrensweisen denkbar. So können deterministische Verfahren angewendet werden, dies sind insbesondere Verbesserungen der klassischen Modelle zur Beschreibung und Prognose des jeweiligen Schadens. Derartige deterministische Vorgehensweisen sind immer dann einfach anwendbar, wenn - bauwerksbedingt - die Schwachstellen hinreichend einfach aufzufinden sind. Dies wird häufig bei älteren Bauwerken der Fall sein, bei denen das Sicherheitsniveau innerhalb des Bauwerkes stark schwankt. Bei neu errichteten Bauwerken ist das Sicherheitsniveau, bedingt durch die traglast-orientierte Bemessung aller Bauelemente, i.a. vereinheitlicht. Eine eindeutige Schwachstelle existiert dann häufig nicht mehr, der Ort einer Schwachstelle kann sich, bedingt durch Streuungen im Werkstoff, weit von der rechnerisch ermittelten Schwachstelle entfernen. Es liegt auf der Hand, dass eine derartige Situation nur mit Hilfe zuverlässigkeitsorientierter Vorgehensweisen behandelt werden kann. Durch die genaue Aufnahme des Bauwerkes in bezug auf Geometrie und Werkstoff können jedoch viele Parameter als deterministisch angesehen werden, die Anzahl der Zufalls-Basisvariablen sinkt beträchtlich.

Bei einer zuverlässigkeitsorientierten Vorgehensweise der Schwachstellenermittlung wird so vorgegangen, dass diejenigen Schwachstellen als kritisch und besonders überwachungswürdig angesehen werden, die den größten Beitrag zur Gesamtversagenswahrscheinlichkeit des Bauwerkes liefern. Zur Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeiten werden benötigt:

- Grenzzustandsfunktionen, Grenzwerte
- Stochastisches Modell
- Mechanisches Modell
- Ereignisablaufanalyse und Versagenspfade

Die Vorgehensweise soll hier an einem bewusst einfachen Beispiel dargestellt werden. Es handelt sich um einen biegebeanspruchten Spannbetonbalken [12]. Der rechteckförmige Querschnitt enthält vier Spanndrähte. Der Träger ist einer Chloridbelastung ausgesetzt, die langsam in den Querschnitt hineinwandert und die zu einer korrosiven Verminderung des Spannstahlquerschnitts führt. Ziel ist die

Ermittlung der Schwachstellen, bzw. der optimalen Sensoranordnung für die Messung von Dehnung, Feuchte und pH-Wert. Abbildung 11 zeigt den Versuchsaufbau.

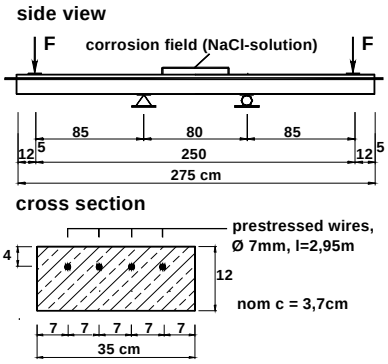


Abb. 11: Spannbetonbalken unter Chloridangriff

Ein korrosiver Angriff des Spannstahls durch die fortschreitende Chloridkonzentration findet statt, wenn eine kritische Chloridkonzentration erreicht ist:

$$C(x,t) = C_{S,\Delta X} \cdot \left[1 - \mathrm{erf} \frac{x - \Delta x}{2 \cdot \sqrt{D_{Eff,C}(t) \cdot t}} \right] \quad (3)$$

$$D_{Eff,C}(t) = k_e \cdot D_{RCM,0} \cdot k_t \cdot A(t) \quad (4)$$

$$A(t) = \left(\frac{t_0}{t} \right)^a \quad (5)$$

mit

C (x,t)	Gesamtchloridgehalt des Betons in der Tiefe x zum Zeitpunkt t
$D_{Eff,C}$	effektiver Chloriddiffusionskoeffizient
A (t)	Alterungsterm
t_0	Initialzeitpunkt
k_t	Parameter zur Berücksichtigung der Schnellkarbonatisierunsmethode
k_e	Parameter zur Feuchteabhängigkeit von Karbonatisierungswiderständen
$D_{RCM,0}$	Chloridmigrationskoeffizient

$$Z_1 = C_{Crit} - C_{S,\Delta X} \cdot \left[1 - \frac{d_c - \Delta X}{2 \cdot \sqrt{k_e \cdot k_t \cdot D_{RCM,0} \cdot t \cdot \left(\frac{t_0}{t} \right)^a}} \right] \quad (6)$$

mit

C_{Crit}	kritische Chloridkonzentration (z. B. 0,4 M.-% vom Zementgewicht)
d_c	Betondeckung
ΔX	Ersatztiefe
$C_{S,\Delta X}$	Ersatzoberflächenchloridkonzentration
C_{crit}	kritische Chloridkonzentration
t	Zeit

Der Spanndraht bricht, wenn die vorhandene Zugkraft, die infolge korrosiven Angriffs reduzierte aufnehmbare Zugkraft überschreitet (Lochfraß oder Einflüsse aus Spannungsrisskorrosion sind in diesem einfachen Beispiel nicht berücksichtigt).

$$Z_2 = f_{tp} \cdot A_s(t) - F_{Draht} \quad (7)$$

mit

A_s (t)	verbleibende Restquerschnittsfläche des Spanndrahtes bei uniformem Abtrag

Da die Geometrie und die Werkstoffe bekannt sind, verbleiben 13 Zufallsvariable, deren Einfluss auf die Gesamtversagenswahrscheinlichkeit mit jeweils angenommenen Verteilungstypen untersucht werden muss:

- Chloridmigrationskoeffizient (Gauß-Normal)
- Oberflächen-Chlorkonzentration (Log-Normal)
- Altersexponent (Beta)
- Ersatztiefe (Beta)
- Betondeckung (Beta)
- Spannstahlfestigkeit (Log-Normal)
- Last (Gumbel)
- Kritischer, auslösender Chloridgehalt (Beta)
- Erwartete Bauteiltemperatur (Gauß-Normal)
- Regressionsparameter (Gauß-Normal)
- Anodischer Korrosionsstrom (Gauß-Normal)
- Korrosionslänge (Gauß-Normal)

Hier ist ein einfaches Balkenmodell verwendet worden, bei dem der Einfluss der gebrochenen Spanndrähte durch entsprechende Federkräfte simuliert wird. Das System versagt noch nicht zwangsläufig, wenn ein einzelner Draht bricht, solange Umlagerungsmöglichkeiten bestehen. Die möglichen Ereignisabläufe oder Versagenspfade, hier sechs, müssen verfolgt werden. Abbildung 12 zeigt den Ereignisbaum.

Das Ergebnis der Berechnungen ergibt für jeden der sechs Versagenspfade eine Eintrittswahrscheinlichkeit, die durch den Sicherheitsindex β ausgedrückt werden kann, siehe Abbildung 13.

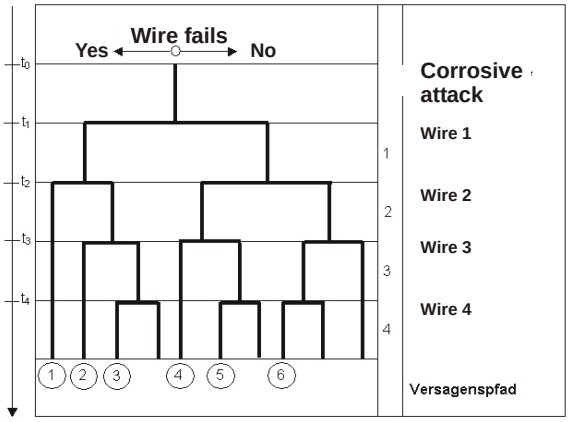


Abb. 12: Ereignisbaum für das Versagen der Spanndrähte durch Korrosion

Es ergibt sich für den Versagenspfad 1 ein deutlich zeitabhängiger Verlauf des Sicherheitsindex β. Die Sicherheitsindizes der anderen Versagenspfade sind durchweg größer, die Eintrittswahrscheinlichkeit ist also viel kleiner als die des Pfades 1, nur dieser muss sollte also sensoriell überwacht werden.

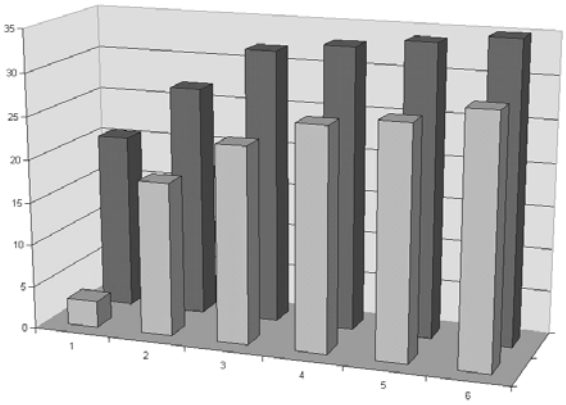


Abb. 13: Vergleich des Sicherheitsindex für die sechs Versagenspfade (dunkel: nach 1 Jahr; hell: nach 30 Jahren)

Die probabilistische Analyse kann also zur Identifikation des maßgebenden Versagenspfades und zur Entscheidungsfindung für die zu überwachenden Drähte verhelfen. Zudem sind Informationen gewinnbar über die Modellvariablen mit dem größten Einfluss auf die Zuverlässigkeit (z.B. Betondeckung).

8 Literatur

[1] fib: Management, Maintenance and Strengthening of Concrete Structures. Technical Report, Bulletin 17, Lausanne, 2002.

[2] Bergmeister, K.: Kontinuierliche Bauwerksüberwachung – eine Frage der Lebensdauer. Braunschweiger Bauseminar 2000, Heft 152, Schriftenreihe iBMB, Braunschweig, 2000.

[3] Wittmann, F.H..: Deterioration Mechanisms in Reinforced Concrete Structures. 6th Int. Workshop: Present and Future of Health Monitoring. Bauhaus University, Weimar, 2000.

[4] Tuutti, K..: Corrosion of steel in concret". Stockholm: Swedish Cement and Concrete Research Institute. In: CBI Research, No. Fo 4:82, 1982.

[5] Hariri, K.; Holst, A.; Wichmann, H.-J; Budelmann, H.: Assessment of the State of Condition of Prestressed Concrete Structures with Innovative Measurement Techniques. In Structural Health Monitoring Journal Vol.2, No.2, June 2003, 179-185, 2003.

[6] Budelmann, H. Hariri, K.; Holst, A.; Wichmann, H.-J.: Testing and Validation of Monitoring Methods for Bridges by Means of Realistic Full Scaled Substitute Structures. In Proceedings of 2nd European Workshop on Structural Health Monitoring, Munich, July 7-9, 2004.

[7] Wichmann, H.-J.; Holst, A.; Hariri, K.; Budelmann, H.: Detection and Localization of Fractures in Tendons by Means of Electromagnetic Resonance Measurement. In Proceedings of 2nd European Workshop on Structural Health Monitoring, Munich, July 7-9, 2004.

[8] Flachsbarth, J.; Brandes, M.; Kowalsky, W.; Johannes, H.-H.: Humidity Sensor Based on Reichardt's Dye Prepared with Excimer-Laser. In Proceedings of 2nd European Workshop on Structural Health Monitoring, Munich, July 7-9, 2004.

[9] Schmidt-Döhl, F.; Bruder, S.; Budelmann, H.: Monitoring and Prognosis of Concrete Durability under Chemical Attack. In Proceedings of 2nd European Workshop on Structural Health Monitoring, Munich, July 7-9, 2004.

[10] Schmidt-Döhl, F.; Bruder, S. und Budelmann, H.: Adaptive Model for the Prognosis of Durability during the Monitoring of Structures. In: 14. Internationale Baustofftagung ibausil, Weimar, 20.-23.9.2000.

[11] Schmidt-Döhl, F.: Ein Modell zur Berechnung von kombinierten chemischen Reaktions- und Transportprozessen und seine Anwendung auf die Korrosion mineralischer Baustoffe. Dissertation, TU Braunschweig, Heft 125 der Schriftenreihe des iBMB, 1996.

[12] Hosser, D.; Budelmann, H.; Dehne, M.; Hariri, K.; Holst, A.: Monitoring und Schwachstellenidentifizierung bei Spannbetonbauwerken", Beton- und Stahlbetonbau, (98), Heft 4, S.217-225, 2003.

Programm des Symposiums

15. März 2006, Johann-Gottfried-Tulla-Hörsaal, Universität Karlsruhe (TH)

9.00 Uhr **Anmeldung/Kaffee**

9.30 Uhr **Begrüßung/Grußworte**
Prof. Dr.-Ing.
Dr. h.c. mult. Franz Nestmann
Dekan der Fakultät für
Bauingenieur-, Geo- und
Umweltwissenschaften
Universität Karlsruhe (TH)

Ulrich Nolting, Geschäftsführer
Betonmarketing Süd GmbH,
Ostfildern

9.45 Uhr **Betonbautechnik – neue Entwicklungen im Überblick**
Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller
Universität Karlsruhe (TH)

Hochleistungsbetone

10.15 Uhr **Selbstverdichtender Beton**
Dipl.-Ing. Michael Haist
Universität Karlsruhe (TH)

10.45 Uhr **Faserbewehrter Beton**
Prof. Dr.-Ing. Joost C. Walraven
TU Delft, Niederlande

11.15 Uhr Kaffeepause

11.45 Uhr **Ultrahochfester Beton**
Dipl.-Ing. Jennifer C. Scheydt
Universität Karlsruhe (TH)

12.15 Uhr **Textilbewehrter Beton – ein neuer Verbundwerkstoff**
Prof. Dr.-Ing.
Wolfgang Brameshuber
RWTH Aachen

12.45 Uhr Mittagspause

Bauweisen und Bemessungsverfahren

14.00 Uhr **Neues Verfahren zur Bemessung von befahrbaren Betonplatten**
Dr.-Ing. Sam Foos
Universität Karlsruhe (TH)

14.30 Uhr **Beurteilung der Dauerhaftigkeit und Restnutzungsdauer von Betonbauteilen mittels probabilistischer Methoden**
Dipl.-Ing. Michael Vogel
Universität Karlsruhe (TH)

15.00 Uhr **iRoof / iWall – Strom, Wärme und Kühlung mit intelligenten Fertigteilen aus Beton**
Dipl.-Ing. Siegfried Riffel
HeidelbergCement AG

15.30 Uhr Kaffeepause

Bauwerksüberwachung

16.00 Uhr **Ultraschall-Monitoring der Entwicklung der Eigenschaften von jungem Beton**
Prof. Dr.-Ing. Prof. h. c. Dr.-Ing. E. h.
Hans-Wolf Reinhardt
Universität Stuttgart

16.30 Uhr **Bauwerksmonitoring – mehr als Messen**
Prof. Dr.-Ing. Harald Budelmann
TU Braunschweig

17.30 Uhr **Schlusswort**
Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller
Universität Karlsruhe (TH)

Ulrich Nolting
Geschäftsführer
Betonmarketing Süd GmbH,
Ostfildern

Imbiss

Referenten- / Autorenverzeichnis

Dipl.-Ing. Edgar Bohner, MSc
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH), Kaiserstraße 12, 76128 Karlsruhe

Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Brameshuber
Institut für Bauforschung, RWTH Aachen, Schinkelstraße 3, 52056 Aachen

Prof. Dr.-Ing. Harald Budelmann
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Beethovenstrasse 52, 38106 Braunschweig

Dr.-Ing. Sam Foos
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH), Kaiserstraße 12, 76128 Karlsruhe

Dr.-Ing. Martin Günter
Ingenieurgesellschaft Bauwerke GmbH, Tullastraße 74, 76131 Karlsruhe

Dipl.-Ing. Michael Haist
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH), Kaiserstraße 12, 76128 Karlsruhe

Dr.-Ing. Dr. rer. nat. Gunther Herold
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH), Kaiserstraße 12, 76128 Karlsruhe

Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH), Kaiserstraße 12, 76128 Karlsruhe

Prof. Dr.-Ing. Prof. h.c. Dr.-Ing. E.h. Hans-Wolf Reinhardt
Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Pfaffenwaldring 4, 70569 Stuttgart

Dipl.-Ing. Siegfried Riffel
HeidelbergCement AG, Herzog-Ulrich-Weg 4, 74388 Thalheim

Dipl.-Ing. Jennifer C. Scheydt
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH), Kaiserstraße 12, 76128 Karlsruhe

Prof. dr.ir. Joost C. Walraven
Faculty of Civil Engineering and Geosciences, TU Delft, Stevinweg 1, 2628 CN Delft, Niederlande

Dipl.-Ing. Michael Vogel
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH), Kaiserstraße 12, 76128 Karlsruhe