



Verein Deutscher Zementwerke e.V.
Forschungsinstitut der Zementindustrie

Betontechnische Berichte Concrete Technology Reports 2001-2003



Verein Deutscher Zementwerke e.V.
Forschungsinstitut der Zementindustrie

Betontechnische Berichte Concrete Technology Reports 2001-2003

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. Gerd Thielen

Vorwort

Mit dem 29. Sammelband der „Betontechnischen Berichte“, die 2001 bis 2003 in der Fachzeitschrift „beton“ erschienen sind, setzt sich die seit 1960 bestehende Buchreihe fort. In den 16 Beiträgen des neuen Bandes veröffentlicht das Forschungsinstitut der Zementindustrie (FIZ), Düsseldorf, Ergebnisse und Erkenntnisse aus technisch-wissenschaftlichen Forschungsarbeiten zu betontechnischen und chemisch-mineralogischen Fragestellungen. Es gehört zu den satzungsgemäßen Aufgaben des Vereins Deutscher Zementwerke e.V. (VDZ), die Ergebnisse der Arbeiten des von ihm getragenen Forschungsinstituts (FIZ) zu Fragen der Anwendung von Zement und Beton der Fachwelt bekannt zu machen. Durch die Bereitstellung der Beiträge in Deutsch und Englisch wird allen Interessierten auch außerhalb des deutschsprachigen Raums ein Zugang zu den Forschungsarbeiten eröffnet und Gelegenheit gegeben, die Ergebnisse kennenzulernen und zu diskutieren. Es ist das Ziel der Betontechnischen Berichte, die wissenschaftliche Klärung des jeweiligen Themas darzustellen und deren baupraktischen Nutzen sowie die Umsetzung in die Praxis aufzuzeigen.

Für den freien Warenverkehr in Europa ist die europäische Normung eine wichtige Voraussetzung. Sowohl die europäische Zementnorm als auch die europäische Betonnorm bedingen eine Anpassung der bisherigen nationalen Regeln. Dabei ist die Anwendbarkeit der erhöhten Anzahl von Normenzementen vor allem hinsichtlich der nutzungsbedingten Dauerhaftigkeit der damit hergestellten Betone besonders wichtig. Neben der Dauerhaftigkeit gewinnen Nachhaltigkeitsaspekte im Bauwesen eine immer größere Bedeutung. Die Wiederverwendbarkeit von Beton steht außer Frage. Allerdings kann ein sinnvolles Recycling von festem oder auch frischem Beton nur stattfinden, wenn die technologischen Zusammenhänge und die Auswirkungen von recyklierten Gesteinskörnungen oder von einzelnen Frischbetonkomponenten, wie z.B. Restwasser, bekannt sind. Besonders nützlich ist ein Betonrecycling, wenn eine mehrfache Wiederverwendung möglich ist.

Betonzusatzmittel sind ein zunehmend bedeutender Bestandteil der Mischung. Neue Entwicklungen innerhalb der verschiedenen Wirkungsgruppen ermöglichen günstige baupraktische Veränderungen bei der Betonverarbeitung. Langzeitverzögerer, die u.a. beim Frischbetonrecycling zum Einsatz kommen, greifen in den Hydratationsablauf ein. Durch die Erforschung der Wechselwirkungen zwischen Zementpartikel und Verzögererpolymer wurde ein Beitrag zur Vermeidung von Fehlreaktionen und zum zielgerichteten Einsatz geleistet. Für den erforderlichen Frost-Tausalz-Widerstand von Fahrbahndeckenbeton ist der Einsatz von luftporenbildenden Zusatzmitteln unumgänglich. Dabei muss der vorgeschriebene Luftgehalt mit hoher Gleichmäßigkeit eingebracht werden. Die dazu notwendigen Voraussetzungen bei der LP-Mittel-dosierung wurden herausgearbeitet. Das Merkmal der Selbstverdichtenden Betone (SVB) ist ihre Verarbeitbarkeit ohne Zufuhr von Verdichtungsenergie. Zur Beurteilung von SVB wurden Prüfkennwerte in Abhängigkeit von den Betonzusammensetzungen aufgestellt, die vor allem beim Einsatz als Transportbeton notwendig sind. Zudem wurden Prüfverfahren entwickelt, mit denen die zielgerechte Verarbeitbarkeit des SVB beurteilt werden kann. Der Aspekt der Verarbeitbarkeit stellt sich auch beim Einsatz von Silikastaub, der z.B. für die Herstellung von hochfesten Betonen eingesetzt wird und nur bei völliger Dispergierung während des Mischvorgangs seine gefügeverbessernde Wirkung entfalten kann.

Zwei Beiträge im Zusammenhang mit der Alkali-Kieselsäure-Reaktion sollen dazu beitragen, ein schädigendes Ausmaß solcher Reaktionen im Beton zu vermeiden. Dabei werden stoffliche Einflussmöglichkeiten dargestellt, die den Anteil der löslichen Alkalien im Beton, z.B. durch hüttensandhaltige Zemente oder den Einsatz von Zusatzstoffen, aufgrund von Alkalibindungen in der Matrix vermindern. Bei den vier letzten Beiträgen des Sammelbandes steht die Dauerhaftigkeit im Vordergrund. Zum Thema Hochfester Beton werden die Hydratationswärme- und Festigkeitsentwicklung sowie die durch die Hydratationswärme beeinflussten Schwindvorgänge dargestellt und die damit zusammenhängenden Zwangsbeanspruchungen erläutert. Einen ausreichenden chemischen Widerstand von Beton bei relativ hohen Angriffsgraden sicherzustellen, erfordert besondere betontechnologische Maßnahmen. Für einen Säureangriff mit pH-Werten $< 6,5$, wie sie im Abwasserbereich vorkommen können, wurden Betonzusammensetzungen entwickelt, die ausreichend widerstandsfähig sind. Der Widerstand von Beton gegen einen Sulfatangriff bei niedrigen Temperaturen, wie sie bei erdberührten Bauteilen häufig vorliegen, wurde umfassend untersucht. Während Betone mit HS-Zement auch in diesen Temperaturbereichen einen hohen Sulfatwiderstand im Versuch zeigten, wurden bei Zement/Flugasche-Mischungen sehr hohe Dehnungen bei hohen Sulfatangriffskonzentrationen gemessen. Korrosive Vorgänge an Mörtelauskleidungen von Trinkwasserbehältern wurden geklärt. Mit diesen Erkenntnissen konnten Anforderungen an zementgebundene Mörtel und deren Applikation festgelegt werden, damit langfristig schadensfreie Instandsetzungen vorgenommen werden können.

Da auch der vorliegende 29. Sammelband Berichte zu mehreren Bereichen der Zement- und Betonanwendung enthält, erfasst inzwischen die gesamte Reihe der Sammelbände nicht nur nahezu alle Gebiete der Zement- und Betontechnologie, sondern gibt zu einzelnen Bereichen auch einen Überblick über die technische Entwicklung im Laufe der vergangenen Jahre. Durch das am Ende des Bandes abgedruckte Sach- bzw. Stichwortverzeichnis, das alle bisherigen Bände einschließt, erhält die Buchreihe den Charakter eines Nachschlagewerks. Den Autoren und allen Beteiligten im Forschungsinstitut und im Verlag Bau+Technik, die an der Erstellung dieses Bandes mitarbeiteten, sowie dem englischen Übersetzer R. Baker, sei an dieser Stelle gedankt.

Foreword

This 29th volume of collected "Concrete Technology Reports" that have appeared in the technical journal "beton" over the period from 2001 to 2003 continues the series that started in 1960. In the 16 articles in the new volume the FIZ (Research Institute of the Cement Industry), Düsseldorf, has published results and findings from technical and scientific research work on questions of concrete technology and chemical mineralogy. It is one of the statutory tasks of the VDZ (German Cement Works Association) to make the results of the work carried out by its research subsidiary, the FIZ, on problems relating to the use of cement and concrete known to the technical world. The articles are presented in German and English so that all interested parties, including those outside the German-speaking region, will have access to the research work and be given the opportunity to examine and discuss the results. It is the aim of the concrete technology reports to present the scientific explanation of a particular topic and then point out its benefits to building work and show how it can be implemented in practice.

European standardization is an important precondition for free movement of goods in Europe. The European cement standard and the European concrete standard both necessitate changes to the previous national standards. The usability of the increased number of standard cements is of particular importance for practical building work, especially with respect to the durability of the concretes produced from them. Not only the durability but also some aspects of sustainability are becoming ever more important in civil engineering. The re-usability of concrete is not in question. However, appropriate recycling of hardened or fresh concrete can only take place if the technological relationships and the effects of recycled aggregates or of individual fresh concrete components, such as recycled water, are known. Concrete recycling is particularly beneficial if repeated re-use is possible.

The concrete admixtures are becoming increasingly important constituents of the mix. New developments within the various types of admixtures are facilitating changes in concrete processing that are beneficial to building practice. Long-term retarders, which, among other things, are used in fresh concrete recycling, interfere in the hydration process. Investigation of the interactions between cement particle and retarder polymer has made a contribution towards avoiding false reactions and towards constructive use. The use of air-entraining admixtures is essential for ensuring that pavement concrete has the requisite resistance to freeze-thaw with de-icing salt. The specified air content must be introduced with a high degree of uniformity. The basic requirements have been worked out for metered addition of the air-entraining agent. The characteristic feature of self compacting concrete (SCC) is its workability without the application of compaction energy. Measurable characteristics for assessing SCC have been formulated as a function of the concrete composition. These characteristics are particularly needed when it is used as ready-mixed concrete. Test methods have also been developed with which the requisite workability of the SCC can be assessed. The aspect of workability also arises with the use of silicon fume which, for example, is used for the production of high-strength concretes and can only develop its microstructural-improving action if it is fully dispersed during the mixing process.

Two contributions relating to the alkali-silica reaction should contribute to preventing such reactions from reaching a harmful level in concrete. A description is given of possible ways of reducing the proportion of soluble alkalis in the concrete caused by the bindings of alkalis in the matrix, e.g. in the case of cements containing blastfurnace slag or in the case of additions. The emphasis in the last four contributions in this volume is on durability. On the subject of high-strength concrete a description is given of the development of heat of hydration and strength and of the shrinkage processes that are affected by the heat of hydration; there is also an explanation of the associated constraint stresses. Special concrete technology measures are required to ensure adequate chemical resistance of concrete where there are relatively high levels of attack. Concrete compositions have been developed that have adequate resistance to acid attack at pH values below 6.5, such as can occur in the wastewater sector. The resistance of concrete to sulfate attack at the low temperatures that often occur with components in contact with the ground was examined extensively. Concretes made with highly sulfate resisting cement showed a high sulfate resistance in the test also at these temperature ranges, however mixtures of cement and fly ash showed very high expansions when tested under high sulfate concentrations. The causes of corrosion to mortar facings in drinking water tanks were clarified. This knowledge has made it possible to formulate the requirements for cement-bonded mortar and its application, so that long-term, damage-free repairs can be carried out.

This 29th volume contains again reports covering several areas of the use of cement and concrete, so the entire series of volumes now covers not only virtually all areas of cement and concrete technology but also provides an overview of the technical development during past years in the individual sectors. The subject and keyword index printed at the end of the volume, which covers all previous volumes, gives the series of volumes the character of a comprehensive reference work. We would like to thank the authors and all those at the Research Institute and in the publishers Verlag Bau+Technik who have collaborated in compiling this volume as well as the English translator R. Baker.

Die Deutsche Bibliothek – CIP-Einheitsaufnahme
Betontechnische Berichte/VDZ, Verein Deutscher Zementwerke e.V.,
Forschungsinstitut der Zementindustrie – 1. 1960 (1961) –
– Düsseldorf: VBT, Verl. Bau und Technik, 1961 –
Früher Beton-Verlag, Düsseldorf .–
Bibliographische Deskription nach 2001-2003 (2004)
ISSN 0409-2740
ISBN 3-7640-0461-4

Inhaltsverzeichnis / Contents

Die europäische Zementnorm und ihre Auswirkungen in Deutschland The European cement standard and its effects in Germany <i>Franz Sybertz, Gerd Thielen</i> 7	Steuerung der Verarbeitbarkeitseigenschaften von Selbstverdichtendem Beton als Transportbeton Controlling the workability properties of self compacting concrete used as ready-mixed concrete <i>Stefan Kordts, Horst Grube</i> 103
Die neuen deutschen Betonnormen DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 als Grundlage für die Planung dauerhafter Bauwerke The new German concrete standards DIN EN 206-1 and DIN EN 1045-2 as basis for the design of durable constructions <i>Horst Grube, Beatrix Kerkhoff</i> 19	Beurteilung der Frischbetoneigenschaften von Selbstverdichtendem Beton Assessment of the fresh concrete properties of self compacting concrete <i>Stefan Kordts, Wolfgang Breit</i> 113
Beton als kreislaufgerechter Baustoff Concrete as a recycable building material <i>Christoph Müller</i> 29	Dispergierbarkeit der Silicastaub-Suspension im Zementleim und Mörtel Dispersibility of the silica fume slurry in cement paste and mortar <i>Viktor Marchuk</i> 125
Eigenschaften von Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen Properties of concrete with recycled aggregates <i>Beatrix Kerkhoff, Eberhard Siebel</i> 47	Entwicklung neuer NA-Zemente auf Basis von Zementen mit Hüttensand als Hauptbestandteil Development of new low alkali cements based on cements with granulated blastfurnace slag as main constituent <i>Eberhard Siebel, Jürgen Bokern, Heinz-Martin Sylla</i> 133
Einfluss von Restwasser aus dem Frischbeton-recycling auf die Eigenschaften von Frisch- und Festbeton Influence of recycled water from fresh concrete recycling systems on the properties of fresh and hardened concrete <i>Jörg Rickert, Horst Grube</i> 59	Einfluss von Zement und Zusatzstoffen auf das Alkaliangebot für eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion Influence of cement and additions on the quantity of alkalis available for an alkali-silica reaction <i>Eberhard Siebel, Jürgen Bokern, Elke Schäfer, Birgit Meng</i> 145
Einfluss von Verzögerern auf die Hydratation von Klinker und Zement Influence of retarders on the hydration of clinker and cement <i>Jörg Rickert</i> 71	Hochfester Beton High strength concrete <i>María Teresa Alonso</i> 157
Einflüsse auf die Luftporenbildung in Straßenbeton Factors affecting the formation of air voids in road concrete <i>Eberhard Eickschen</i> 87	Sulfatwiderstand unterschiedlich zusammengesetzter Betone Sulfate resistance of concretes with different compositions <i>Klaus Lipus, Stefan Puntke</i> 169

Säurewiderstand von Beton

Acid resistance of concrete

Wolfgang Breit 181

Technische Grundsätze bei der Instandsetzung

von Trinkwasserbehältern aus Beton

Basic technical principles for repairing concrete

drinking water supply tanks

Peter Boos, Gerd Thielen,

Cornelia Schmitt-Riegraf 191

Die europäische Zementnorm und ihre Auswirkungen in Deutschland

The European cement standard and its effects in Germany

Übersicht

Anfang 2000 wurden die europäische Norm für Normalzemente EN 197-1 sowie die zugehörige Überwachungsnorm EN 197-2 endgültig verabschiedet und in 2/2001 bzw. 11/2000 als DIN-Normen veröffentlicht. Mehr als zehn Jahre nach Inkrafttreten der Bauproduktenrichtlinie liegt damit die erste europäisch harmonisierte Norm für ein Bauprodukt vor. Mit der durch Hinweis im Amtsblatt der EU am 23. 1. 2001 erfolgten Einführung der Norm zum 1. 4. 2001 und dem Beginn der darin zugestandenen einjährigen Übergangszeit stellt die deutsche Zementindustrie ihre Zemente auf die neue Norm um. Nachfolgend werden die wesentlichen Auswirkungen auf Herstellung und Anwendung von Zement dargestellt.

Abstract

The European standard EN 197-1 for common cements and the associated conformity evaluation standard EN 197-2 were finally adopted early in 2000 and were published as DIN standards in Feb. 2001 and Nov. 2000 respectively. This means that the first harmonized European standard for a construction product came into being more than 10 years after the European Construction Products Directive came into force. As a result of the introduction of the standard on 1 April 2001 (published in the official journal of the EU on 23 Jan. 2001), and the start of the one-year transition period which this allows, the German cement industry is now in the process of converting its cements to the new standard. The main consequences of these standards for the manufacture and use of cement are described below.

1 Einleitung

Anlass für die Gründung des Vereins Deutscher Zementwerke vor mehr als 120 Jahren waren marktorientierte Überlegungen. Durch Schaffung eines Anforderungsprofils für Zement und durch zuverlässige Einhaltung dieser Anforderungen sollten die Leistungsmerkmale des Zements gegenüber anderen Baustoffen herausgehoben und der Wettbewerb zwischen den Zementherstellern auf eine faire Grundlage gestellt werden. Mit der Gründung des Vereins wurde daher auch die erste deutsche Zementnorm beraten und kurze Zeit später verabschiedet [1]. Diese Norm wurde in den vielen Jahren seither immer wieder an neue Entwicklungen angepasst. Die letzte Änderung wurde im Vorgriff auf die europäische Entwicklung im Jahr 1994 vorgenommen [2].

Pünktlich zum Jahrtausendwechsel ist mit der Verabschiedung der europäischen Zementnorm nunmehr eine weitere richtungsweisende Veränderung eingetreten. Nicht nur in Deutschland, sondern in ganz Europa gelten in Kürze einheitliche Regelungen für den Baustoff Zement. Diese Entwicklung soll zum Anlass genommen werden, die wesentlichen Festlegungen der europäischen Zementnorm vorzustellen und ihre Auswirkungen auf die Herstellung und Anwendung von Zement in Deutschland zu analysieren.

2 Europäische Normen für Zement

Tafel 1 gibt einen Überblick über die zukünftig für Zement geltenden Regelwerke. Bereits seit zehn Jahren sind die Prüf- und Probenahmeverfahren in DIN EN 196 europäisch vereinheitlicht. Auf der Grundlage der inzwischen gewonnenen Erfahrungen werden diese Prüfnormen derzeit überarbeitet.

Anfang 2000 wurde die europäische Norm für Normalzemente EN 197-1 endgültig verabschiedet. Mehr als zehn Jahre nach Veröffentlichung der Bauproduktenrichtlinie liegt damit die erste europäisch harmonisierte Norm für ein Bauprodukt vor. Zukünftig gelten europäisch einheitliche Festlegungen für die Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalze-

1 Introduction

The VDZ (German Cement Works Association) was founded more than 120 years ago for market-oriented reasons. The intention was to emphasize the performance features of cement in comparison with other building materials and set the competition between cement manufacturers on a fair basis by creating a specification profile for cement and by conforming reliably to these specifications. The first German cement standard was therefore discussed, and shortly afterwards adopted, when the Association was founded [1]. In the many years since then this standard has been continuously adapted to take account of new developments. The last change was made in 1994 in anticipation of the developments in Europe [2].

Another trend-setting change has now occurred precisely at the turn of the century with the adoption of the European cement standard. Consistent regulations for cement will soon apply not only in Germany but across the whole of Europe. This development is the reason for describing the essential stipulations of the European cement standard and analyzing its effects on the manufacture and use of cement in Germany.

2 European standards for cement

Table 1 provides an overview of the regulations which will in future apply to cement. The methods of testing and sampling were harmonized for Europe ten years ago in DIN EN 196. These test standards are currently being revised on the basis of the experience which has been gained since then.

The European standard EN 197-1 for common cements was finally adopted early in 2000. This means that the first European harmonized standard for a construction product came into being more than 10 years after publication of the European Construction Products Directive. Stipulations which are consistent throughout Europe will in future apply to the composition, specifications and conformity criteria of common cements. This standard has been published in Germany as DIN EN 197-1, Issue Feb. 2001 [3].

Tafel 1: Normen für Zement
Table 1: Standards for cement

Norm Standard	Ausgabe Issue	Inhalt Content	
DIN EN 196 ff	1990/95	Prüf- und Probenahmeverfahren <i>Test and sampling methods</i>	
DIN EN 197-1	2/2001	Normalzemente <i>common cements</i>	Zusammensetzung, Anforderungen, Konformitätskriterien
DIN 1164	11/2000	NW-, HS-, NA- Zemente <i>Special cements</i>	<i>Composition, specifications, conformity criteria</i>
DIN EN 197-2 ¹⁾	11/2000	Verfahren für die Konformitätsbewertung <i>Scheme for conformity evaluation</i>	

¹⁾ Zusätzlich „Leitlinien für die Anwendung von EN 197-2“ [6]
Additionally "Guidelines for the application of EN 197-2" [6]

ment. In Deutschland ist diese Norm als DIN EN 197-1, Ausgabe 2/2001 [3] erschienen.

Für Zemente mit den Sondereigenschaften NW (niedrige Hydrationswärme) und HS (hoher Sulfatwiderstand) sind europäische Normen in Vorbereitung. Bis zu deren Verabschiedung sind die Festlegungen zu Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien dieser Zemente nach wie vor in der nationalen Norm DIN 1164, Ausgabe 11/2000 [4] festgelegt. Für Zemente mit niedrigem wirksamen Alkaligehalt (NA) ist keine europäische Norm in Vorbereitung, so dass für diese Zemente auch langfristig diese nationale Norm gültig bleibt.

Als Nachweis der Konformität mit DIN EN 197-1 und als Voraussetzung für den freien Handel auf dem europäischen Binnenmarkt werden Normalzemente zukünftig mit der CE-Kennzeichnung versehen (Bild 1). Das Verfahren für die Konformitätsbescheinigung beruht wie bisher auf einer Zertifizierung durch eine dafür anerkannte Zertifizierungsstelle. Voraussetzung für die Erteilung eines Konformitätszertifikats sind eine werkseigene Produktionskontrolle durch den Hersteller und eine Fremdüberwachung durch eine anerkannte Stelle. Die zugehörigen technischen Regeln sind in Teil 2 von DIN EN 197 [5] festgelegt. Dabei fordert Teil 1 von DIN EN 197, dass ein Konformitätszertifikat für Zement als Voraussetzung für das Anbringen der CE-Kennzeichnung durch den Hersteller nur erteilt wird, wenn der Konformitätsnachweis unter Anwendung der Regeln nach DIN EN 197-2 erbracht worden ist. DIN EN 197-1 und DIN EN 197-2 bilden somit eine Einheit, die nur zusammen eingeführt und damit angewendet werden kann.

Die Festlegungen der DIN EN 197-1 zu Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien dienen nicht nur als Basis für die vielseitigen Anwendungen von Zement, sondern auch als Voraussetzung für das Inverkehrbringen der Zemente auf dem europäischen Binnenmarkt. Dieser zweite Aspekt unterscheidet harmonisierte europäische Normen von den bisherigen nationalen oder sonstigen europäischen Normen und findet seinen Ausdruck in dem Anhang ZA von DIN EN 197-1 „Bestimmungen bezüglich der EG-Konformitätskennzeichnung von Normalzementen gemäß der EU-Bauproduktenrichtlinie“. In diesem Anhang wird gefordert, dass alle Anforderungen an Zemente, wie sie in DIN EN 197-1 festgelegt sind, entsprechend den Konformitätskriterien dieser Norm durch eine Konformitätsbewertung entsprechend DIN EN 197-2 nachgewiesen werden müssen, bevor ein Zement auf dem europäischen Binnenmarkt in Verkehr gebracht werden darf. Diese Forderung wurde mit Wirkung vom 1. 4. 2001 durch den Hinweis auf EN 197-1 im Amtsblatt der Europäischen Gemeinschaften vom 23. 1. 2001 rechtlich verbindlich als harmonisierte Norm in Sinne der Richtlinie 89/106/EWG (Bauproduktenrichtlinie).

Die Zertifizierung von Zement auf der Grundlage einer erfolgreichen Überwachung und Prüfung muss von dafür anerkannten Stellen erfolgen. Damit Zertifizierung, Überwachung und Prüfung

 0840	Nr. der Zertifizierungsstelle <i>No. of the certification body</i> (0840 für den VDZ / for VDZ)
Hochfest AG Klinkerstr. 11 99999 Zementstadt Werk Beispielhaft 01 0840-CPD-0815-130000-01 EN 197-1 CEM I 42,5 R	Firma, Werk / <i>Producer, Factory</i> Jahr der Kennzeichnung <i>Year of affixing</i> Zertifikats-Nr. / <i>No. of the certificate</i> Norm-Nr. / <i>No. of the standard</i> Normbezeichnung des Zements <i>Standard designation of the cement</i> Ggf. zusätzliche Angaben <i>Additional information where necessary</i>

Bild 1: Beispiel für die CE-Kennzeichnung von Normalzement gemäß Anhang ZA von DIN EN 197-1

Figure 1: Example of the CE marking for common cement as specified in Annex ZA of DIN EN 197-1

European standards are in preparation for special cements with the properties of low heat of hydration and high sulfate resistance. Until their adoption the stipulations on composition, specifications and conformity criteria for these cements are, as before, laid down in the national standard DIN 1164, Issue Nov. 2000 [4]. No European standard is in preparation for cements with low effective alkali content so this national standard will continue to apply for these cements in the long term.

In future common cements will be given the CE marking as proof of conformity with DIN EN 197-1 and as a precondition for free trade in the internal European market [Figure 1]. The procedure for attestation of conformity is based, as before, on certification by a notified certification body. The preconditions for awarding a conformity certificate are factory production control by the manufacturer and third-party inspection by a notified body. The associated technical rules are laid down in Part 2 of DIN EN 197 [5]. Part 1 of DIN EN 197 requires that a conformity certificate for cement, as the precondition for affixing the CE marking by the manufacturer, is only awarded if the attestation of conformity has been produced by applying the rules specified in DIN EN 197-2. DIN EN 197-1 and DIN EN 197-2 therefore form a unit which can only be introduced and applied jointly.

The stipulations in DIN EN 197-1 for the composition, specifications and conformity criteria serve not only as a basis for the varied applications of cement but also as a precondition for marketing cements in the internal European market. This second aspect differentiates harmonized European standards from the previous national or other European standards and is expressed in the annex ZA of DIN EN 197-1 "Provisions with respect to the EC conformity marking for ordinary cements in accordance with the EU Building Products Directive". This annex requires that all specifications for cements, as laid down in DIN EN 197-1, must be verified in accordance with the conformity criteria of this standard through a conformity evaluation complying with DIN EN 197-2 before a cement can be marketed in the internal European market. This requirement became legally binding as a harmonized standard for the purposes of Directive 89/106/EWG (Construction Products Directive) with effect from 1 April 2001 by reference to EN 197-1 in the official journal of the EC of 23 January 2001.

Certification of cements on the basis of successful monitoring and testing must be carried out by bodies notified for this purpose.

auf einer einheitlichen Grundlage durch eine gleichartige Auslegung von DIN EN 197-1 und -2 durch die verschiedenen anerkannten Stellen in Europa erfolgt, wurden zusätzlich zu den Normen „Leitlinien für die Anwendung von EN 197-2“ ausgearbeitet, die als DIN-Fachbericht veröffentlicht werden [6]. Die wesentlichen Festlegungen der europäischen Überwachungsnorm sind schon vor vier Jahren in Teil 2 der nationalen Norm DIN 1164 verankert worden [7]. Durch die DIN EN 197-2 werden daher keine grundlegenden Änderungen eintreten. Weiterhin sind damit die Voraussetzungen für eine substantielle Qualitätssicherung des Baustoffs Zement gegeben.

3 Historischer Überblick über die Zementnormung

Bevor auf die wesentlichen Inhalte der Europäischen Zementnorm näher eingegangen wird, soll zunächst ein kurzer historischer Abriss über deren Entstehung gegeben werden:

Auslöser, sich mit den Normen für Zement in Europa auseinanderzusetzen, war eine Initiative der EU im Jahr 1969, Handelshemmnisse infolge unterschiedlicher Vorschriften und Normen in den Mitgliedsländern abzubauen. Im Jahr 1970 trafen sich erstmals Vertreter der Zementindustrie, um die in den einzelnen Ländern geltenden Normen und Regelwerke zu vergleichen. Aufgrund der durchgeführten Analysen wurde die Notwendigkeit erkannt, die Zementnormen in den EU-Mitgliedsländern zu vereinheitlichen. Mit diesem Ziel wurde 1973 das europäische Normenkomitee CEN/TC 51 „Zement“ eingerichtet. Im Vordergrund stand zunächst die Ausarbeitung von Prüfnormen und deren Erprobung in Ringversuchen. Parallel dazu begann man mit der Erstellung von Stoffnormen für Zement. Wegen der unterschiedlichen Traditionen und Erfahrungen in Europa gestalteten sich die Beratungen schwierig und zeitaufwendig. 1984 und 1987 wurden erste Normentwürfe veröffentlicht. Diese waren damals noch in die drei Teile „Definitionen und Zusammensetzung“, „Anforderungen“ und „Konformitätskriterien“ gegliedert. Im Jahr 1989 wurde erstmals über den Entwurf für eine Vornorm ENV 197 abgestimmt. Dieser fand jedoch nicht die erforderliche Mehrheit. Der damalige Entwurf umfasste acht verschiedene Zementarten. Diese deckten mengenmäßig zwar mehr als 90 % der in Europa hergestellten Zemente ab; es gab jedoch regional noch weitere Zemente, die nicht berücksichtigt worden waren. Da der Auftrag der EU jedoch vorsah, alle bewährten und traditionellen Zemente zu normen, mussten weitere Zementhauptbestandteile berücksichtigt werden, wodurch sich die Anzahl der Zementarten auf insgesamt 25 erweiterte. Eine entsprechend modifizierte Vornorm fand 1992 die notwendige Mehrheit.

Die meisten Länder der EU – so auch Deutschland – haben in den folgenden Jahren die europäische Vornorm weitgehend in ihr nationales Regelwerk übernommen [2]. De facto wurde schon zu diesem Zeitpunkt eine sehr hohe Angleichung der Zementnormen in Europa erreicht. In Deutschland wurden allerdings nur 12 der 25 Zementarten in die nationale Norm DIN 1164-1 : 1994-10 aufgenommen, da mit den anderen Zementen noch keine Erfahrungen vorlagen.

Mit der Erteilung des Mandats, d.h. eines Auftragsschreibens der EU-Kommission an CEN im Jahr 1997 wurde die legale Voraussetzung für die Fertigstellung einer im Sinne der Bauproduktenrichtlinie europäisch harmonisierten Norm geschaffen. Als wesentlicher Erfolg der Beratungen zwischen EU und CEN war zu verbuchen, dass der bis dahin erarbeitete Entwurf vollständig durch dieses Mandat abgedeckt wurde. Mit dem positiven Votum und der Veröffentlichung im Amtsblatt der Europäischen Gemeinschaft am 23.1.2001 fanden die Arbeiten an der ersten europäischen Zementnorm ihren Abschluss.

Die nationale Umsetzung erfolgt nach dem Gültigwerden am 1. 4. 2001. Ab diesem Datum können Zemente nach EN 197-1 zertifiziert werden und die CE-Kennzeichnung erhalten. Nach weiteren zwölf Monaten, d.h. ab dem 1. 4. 2002, besteht die Pflicht zur CE-Kennzeichnung für alle in Europa in Verkehr gebrachten Normalzemente. Bis zu diesem Zeitpunkt müssen auch die deutschen Anwendungsregeln für Zement verabschiedet und bauaufsichtlich eingeführt sein.

“Guidelines for the application of EN 197-2” were compiled and published as a DIN technical report in addition to the standards so that certification, inspection and testing could be carried out consistently by uniform application of DIN EN 197-1 and -2 by the various notified bodies in Europe [6]. The essential stipulations of the European conformity evaluation standard had already been embodied four years ago in Part 2 of the DIN 1164 national standard [7]. This means that DIN EN 197-2 will not introduce any fundamental changes and that the basic requirements are in place for substantial quality assurance of cement.

3 Historical review of the standardization of cement

A short historical outline of the origins of the European cement standard will be given first before going into the details of its essential contents.

The impetus for reaching an agreement over standards for cement in Europe came from an initiative of the EU in 1969 to remove trade barriers resulting from differing regulations and standards in the member states. Representatives of the cement industry met for the first time in 1970 in order to compare the standards and regulations applying in the individual countries. The analyses carried out indicated the need to unify the cement standards in the EU member states. The European standards committee CEN/TC 51 “Cement” was set up with this aim in 1973. The initial emphasis was on working out test standards and checking them in interlaboratory trials. At the same time work started on drawing up material standards for cement. The discussions proved to be difficult and time-consuming because of the different traditions and experience in Europe. The first draft standards were published in 1984 and 1987. At that time these were still subdivided into the three parts “Definitions and compositions”, “Specifications” and “Conformity criteria”. The draft for a prestandard ENV 197 was voted on for the first time in 1989. However, it did not obtain the required majority. That draft covered eight different types of cement. In terms of quantity this did in fact cover more than 90 % of the cements manufactured in Europe; however there were still other types of cement in the various regions which had not been taken into account. The instructions from the EU provided for standardization of all well-trying and traditional cements. This meant that other cement main constituents had to be taken into account, which increased the number of types of cement to a total of 25. A correspondingly modified prestandard obtained in the required majority in 1992.

The majority of countries in the EU – including Germany – had very largely adopted the European prestandard in their national regulations during the following years [2]. This meant that a very high level of conformity of the cement standards was achieved at that time in Europe. In Germany, however, only 12 of the 25 types of cement were included in the national standard DIN 1164-1: 1994-10, as there was still no experience with the other cements.

When the mandate, i.e. a letter of instruction from the EU Commission, was granted to the CEN in 1997 the legal precondition was created for completion of a European harmonized standard for the purposes of the Construction Products Directive. The fact that the draft already compiled was completely covered by this mandate was recorded as a substantial success of the consultations between the EU and the CEN. The positive vote and publication in the official journal of the EC on 23 January 2001 completed the work on the first European cement standard.

National implementation will take place after these standards come into force on 1 April 2001. After this date cements complying with EN 197-1 can be certified and carry the CE marking. After a further twelve months, i.e. from 1 April 2002, all the common cements marketed in Europe are obliged to carry the CE marking. The German application rules for cement will also have to be adopted and introduced by the building inspectorate by then.

4 Specifications for cement and concrete

4.1 Basic specifications

It must be possible to use cement to produce concretes and mortars which are suitable for the intended applications. Specifications are set for concretes and mortar which concern their workability and subsequent utilization. Firstly it is important that the fresh concrete

4 Anforderungen an Zement und Beton

4.1 Grundsätzliche Anforderungen

Mit Zement müssen sich Betone und Mörtel herstellen lassen, die für die vorgesehenen Anwendungen geeignet sind. An Beton und Mörtel werden Anforderungen gestellt, die die Verarbeitung und spätere Nutzung betreffen. Zunächst kommt es darauf an, dass der Frischbeton bzw. Frischmörtel während Herstellung, Fördern, Einbringen und Verdichten ausreichend verarbeitbar ist. Die spätere Nutzung betreffend bestehen im Wesentlichen Anforderungen bezüglich der Festigkeit, des Verformungsverhaltens und der Dauerhaftigkeit unter Umwelteinwirkungen.

Außerdem müssen Zemente umweltverträglich sein. Die europäische Bauproduktenrichtlinie fordert, dass nur Bauprodukte in Verkehr gebracht werden dürfen, die unbedenklich in Hinblick auf Gesundheit und Hygiene und Umwelt sind. Diese Forderung bezieht sich auf Auswirkungen des Zements bzw. des daraus hergestellten Betons und Mörtels auf das unmittelbare Umfeld baulicher Anlagen, d.h. auf die Innenraumluft, oder auf Boden und Grundwasser im Gründungsbereich der Bauwerke. Daneben sind besondere Anforderungen an zementgebundene Baustoffe in Kontakt mit Trinkwasser zu beachten. Einheitliche europäische Kriterien zur Bewertung der Umweltverträglichkeit von Bauprodukten liegen bislang nicht vor, sollen allerdings in den kommenden Jahren erarbeitet und verabschiedet werden. Für zementgebundene Baustoffe und Bauteile werden die Kriterien überwiegend für Mörtel und Beton und nur in Ausnahmefällen für deren Ausgangsstoffe gelten. Dies entspricht auch dem derzeit diskutierten Sachstand in Deutschland. Danach werden unmittelbare Anforderungen an die Umweltverträglichkeit von Mörtel oder Beton nur dann gestellt, wenn aus Sicht des Bauordnungsrechts, des Wasserhaushaltsgesetzes, des Bodenschutzgesetzes oder der Trinkwasserverordnung besondere hygienische Anforderungen zu erfüllen sind. Dies kann der Fall sein beim Schutz der Umweltmedien Wasser, Boden, Innenraumluft bzw. bei zementgebundenen Baustoffen in Kontakt mit Trinkwasser. Für diese drei Bereiche wurden in Deutschland Merkblätter erarbeitet [8, 9, 10], aus denen allerdings keine unmittelbaren Anforderungen an Zement resultieren.

Sollten in einem EU-Mitgliedstaat Anforderungen an die Umweltverträglichkeit von Bauprodukten bestehen, müssen diese erfüllt werden, bevor das Bauprodukt in diesem Land in Verkehr gebracht werden kann. Dies wird in dem zuvor erwähnten Anhang ZA von DIN EN 197-1 gefordert. Daraus resultierende mögliche Handelshemmnisse sollen nach der Vorstellung der EU-Kommission zukünftig durch eine europäische Vereinheitlichung der bestehenden nationalen Rechtsvorschriften ausgeräumt werden. Für Zement sind keine nationalen Rechtsvorschriften bekannt, aus denen sich für Zement gesundheits- oder umweltrelevante Zusatznachweise ableiten ließen. Die in den skandinavischen Ländern gesetzlich geforderte Begrenzung des Chromatgehalts leitet sich aus dem Arbeitsschutz ab und liegt deshalb außerhalb des Regelungsbereiches der europäischen Bauproduktenrichtlinie.

Die gesundheitliche Unbedenklichkeit von Zement wird durch dessen nachgewiesene Eignung für den Einsatz in trinkwasserberührten Bauteilen oder in Bauteilen in Kontakt mit Grundwasser und Boden belegt. Die für diese Verwendung in Deutschland geltenden trinkwasser- bzw. grundwasser-hygienischen Anforderungen an Beton und Mörtel können mit allen genormten Zementen erfüllt werden. Dies ist ein Nachweis für die grundsätzliche Umweltverträglichkeit von Zement und zementgebundenen Baustoffen.

4.2 Genormte Zementeigenschaften

In einer Norm müssen die Anforderungen an die Zemente eindeutig festgelegt sein. Dabei werden Festlegungen bevorzugt, die sich unmittelbar auf die Leistungsfähigkeit – englisch „Performance“ – des Zements beziehen [11]. Grundvoraussetzung hierfür ist, dass geeignete Prüfverfahren existieren, mit denen sich die Leistungsfähigkeit unmittelbar prüfen und beurteilen lässt. Ein gutes Beispiel für eine Performance-Anforderung ist die Festigkeit von Zement. Für die Festigkeitsprüfung von Zement gibt es ein genau definiertes, europäisch in DIN EN 196-1 genormtes Prüfverfahren. Wie Bild 2 zu entnehmen ist, besteht auch unabhängig von der Zementart

or fresh mortar is sufficiently workable during production, conveying, placement and compaction. The subsequent utilization is covered essentially by specifications relating to strength, deformation behaviour and durability under ambient conditions.

Cements must also be environmentally compatible. The European Construction Products Directive demands that only construction products which are harmless with respect to health, hygiene and the environment may be put on the market. This requirement relates to the effects of the cement, and of the concretes and mortars produced from it, on the immediate surroundings of structural systems, i.e. on the air in enclosed spaces, or on soil and groundwater near the foundations of the structures. Particular specifications also have to be taken into account for cement-bonded building materials in contact with drinking water. There are not yet any unified European criteria for evaluating the environmental compatibility of construction products but these are to be compiled and will be adopted in the coming years. For cement-bonded building materials and components the criteria will apply predominantly to mortar and concrete, and only in exceptional cases to their original materials. This corresponds to the situation currently under discussion in Germany, according to which direct specifications for the environmental compatibility of mortar or concrete will only be set if special hygiene requirements have to be fulfilled from the point of view of the building regulations act, the water resources policy act, the soil protection act or the drinking water ordinance. This can be the case when protecting environmental media, namely water, soil or air in enclosed spaces, or for cement-bonded building materials in contact with drinking water. Codes of practice [8, 9, 10] have been drawn up in Germany for these three areas, but they do not result in any direct specifications for the cement.

If specifications for the environmental compatibility of building products exist in an EU member state these must be fulfilled before the construction product can be marketed in this country. This is a requirement of the previously mentioned annex ZA of DIN EN 197-1. The EU Commission proposes that any resulting possible trade barriers should in future be eliminated by European unification of the existing national regulations. There are no known national regulations for cement which require additional verification for the cement relative to health or environment. The legally required limitation of the chromate content in the Scandinavian countries is derived from industrial safety and therefore lies outside the scope of the European Construction Products Directive.

The recognition that cement is harmless to health is supported by its proven suitability for use in components in contact with drinking water, groundwater or soil. All standardized cements can fulfil the drinking water and groundwater hygiene specifications for concrete and mortar which are valid in Germany for this application. This is proof of the fundamental environmental compatibility of cement and cement-bonded building materials.

4.2 Cement properties covered by the standards

The specifications for the cements have to be clearly laid out in a standard. Preference is given to stipulations which relate directly to the performance of the cement [11]. The basic precondition for this is that suitable test methods exist with which the performance can be directly tested and assessed. A good example of a performance specification is the strength of cement. There is an accurately defined test method, standardized for Europe in DIN EN 196-1, for testing the strength of cement. As can be seen from Figure 2 there is also a direct relationship with the strength of concretes of the same w/c ratio, regardless of the type of cement.

The various specifications for cement and concrete are listed in Table 2. As shown above, the strength of cement is a direct performance specification. Cements are differentiated further with respect to their strength-forming abilities by dividing them into three classes with 28 day compressive strengths of 32,5 N/mm², 42,5 N/mm² and 52,5 N/mm², and in each case a distinction is made between cements with ordinary and high early strength. What is new is that cements with ordinary early strengths are given the capital letter N.

The test for the setting of cement, which involves the water demand of the test paste, is also a performance test. However, the

ein unmittelbarer Zusammenhang mit der Festigkeit von Betonen gleichen w/z-Werts.

In Tafel 2 sind die verschiedenen Anforderungen an Zement und Beton aufgelistet. Wie zuvor dargestellt, entspricht die Festigkeit von Zement einer unmittelbaren Performance-Anforderung. Durch die Einteilung von Zementen in drei Klassen mit den 28-Tage-Druckfestigkeiten von 32,5 N/mm², 42,5 N/mm² und 52,5 N/mm² und jeweils unterschieden nach Zementen mit üblicher und hoher Anfangsfestigkeit, werden Zemente hinsichtlich ihres Festigkeitsbildungsvermögens weiter differenziert. Neu ist, dass Zemente mit üblicher Anfangsfestigkeit den Großbuchstaben N erhalten.

Auch die Erstarrungsprüfung von Zement, in die der Wasseranspruch des Prüfleims eingeht, ist eine Performance-Prüfung. Die Verarbeitungsmerkmale von Beton und Mörtel hängen allerdings nur bedingt vom Wasseranspruch und der Erstarrungszeit des Zements ab, weil auch andere Einflüsse, wie z.B. Zementleimgehalt und Zuschlageigenschaften, mit einwirken.

Für die Anforderungen an Zement, die die Dauerhaftigkeit daraus hergestellter Mörtel und Betone bestimmen, gibt es nur wenige Performance-Prüfverfahren, die in angemessener Zeit mit vertretbarem Aufwand und mit ausreichender Reproduzierbarkeit repräsentative Prüfergebnisse liefern. Performance-Anforderungen an die Dauerhaftigkeit von Beton und Mörtel sind daher im Allgemeinen durch Prüfungen am Zement nicht nachzuweisen. Eine Ausnahme bildet die Prüfung hinsichtlich des Kalktreibens bei der Le-Chatelier-Prüfung. Mangels geeigneter Performance-Kriterien zieht man für den Nachweis der Eignung von Zement zur Herstellung dauerhafter Betone und Mörtel bevorzugt deskriptive Kriterien heran. So werden durch die Zusammensetzung des Zements ungünstige Auswirkungen auf die Dauerhaftigkeit ausgeschlossen. Demgemäß wird einem Sulfattreiben durch eine Begrenzung des Sulfatgehalts des Zements, einem Magnesiumtreiben durch eine Begrenzung des Magnesiumgehalts im Klinker verlässlich vorge-

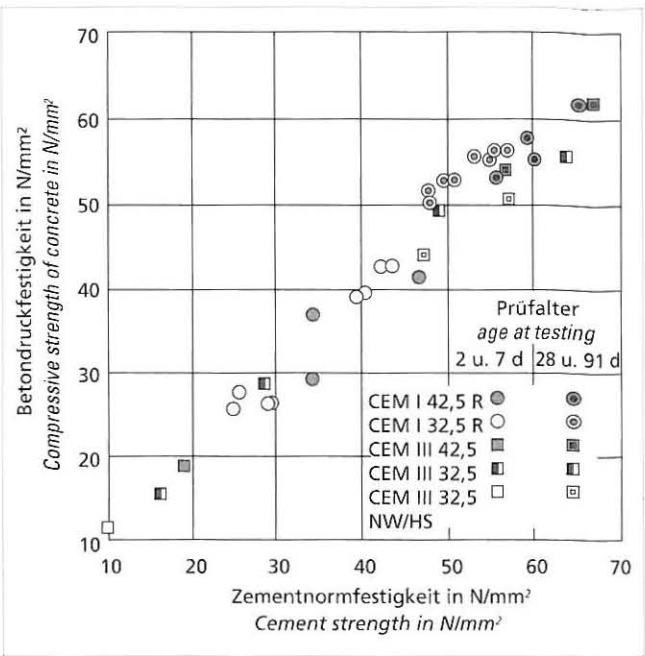


Bild 2: Zusammenhang zwischen Zement- und Betondruckfestigkeit für unterschiedliche Zemente nach [12]
Figure 2: Relationship between cement strength and concrete strength for different cements, according to [12]

workability characteristics of concrete and mortar depend to only a limited extent on the water demand and the setting time of the cement because other influencing factors, such as cement paste content and aggregate properties, are also involved.

Tafel 2: Anforderungen an Zement und Beton
Table 2: Requirements for cement and concrete

Eigenschaft / Property	Anforderung / Requirement		
	Unmittelbare Leistungsmerkmale Performance characteristics	Beschreibende Kenngrößen Descriptive characteristics	
Verarbeitbarkeit / Workability – Wasseranspruch / water requirement (Normsteife) / (standard consistency) – Erstarren / setting	(x) x		Zement / Cement } Grenzwert / Limit } Festigkeitsklassen Strength classes [32,5; 42,5; 52,5 (N,R)]
Festigkeit / Strength – Anfangsfestigkeit / early strength – 28-Tage-Druckfestigkeit / 28-day strength	x	x	
Raumbeständigkeit / Soundness – Kalktreiben / lime expansion – Sulfattreiben / sulphate expansion – Magnesiumtreiben / magnesia expansion		x x x	
Chloride / Chlorides	x		Beton / Concrete } Erstprüfung / Initial testing } Zusammensetzung Composition • max w/z / w/c • min z/c • Zementart / Cement types etc.
Verarbeitbarkeit / Workability – Konsistenz / consistency	x		
Festigkeit / Strength – 28-Tage-Druckfestigkeit / 28-day-strength	x		
Dauerhaftigkeit / Durability – Schutz der Bewehrung / Protection of reinforcement • Carbonatisierung / carbonation • Chlorideindringen / penetration of chloride – Frostwiderstand / Frost resistance • ohne Tausalz / without de-icing salt • mit Tausalz / with de-icing salt – Chemischer Widerstand / Chemical resistance		x x x x x	

beugt. Zur Vermeidung von Bewehrungskorrosion ist der Chlorgehalt des Zements begrenzt.

Die Erfüllung der wesentlichen Anforderungen an Verarbeitbarkeit und Festigkeit von Beton und Mörtel werden durch unmittelbare Erstprüfungen festgestellt und durch entsprechende Konformitäts- und ggf. Kontrollprüfungen nachgewiesen. Die Erfüllung der Anforderungen an die Dauerhaftigkeit von Beton und Mörtel zur Vermeidung der Korrosion von Beton (z.B. infolge Frost oder chemischem Angriff) bzw. der Korrosion von Stahl in Beton wird durch deskriptive Anforderungen an die Zusammensetzung des Betons, d.h. an den maximal zulässigen w/z-Wert und an den Mindestzementgehalt, sichergestellt. Darin eingeschlossen sind Festlegungen zur Verwendbarkeit von Zementen nach DIN EN 197-1 unter den gegebenen Umwelteinwirkungen (vgl. Abschnitt 6).

Durch das Vorschreiben bestimmter Zementarten kann der Einfluss des Zements auf die Dauerhaftigkeit daraus hergestellter Betone und Mörtel aufgrund von Laboruntersuchungen und Langzeiterfahrungen berücksichtigt werden. Durch diese deskriptiven Festlegungen der bei vorgegebenen Umweltbelastungen erforderlichen Betonzusammensetzung und der dabei zu verwendenden Zementarten ist eine ausreichende Dauerhaftigkeit sichergestellt.

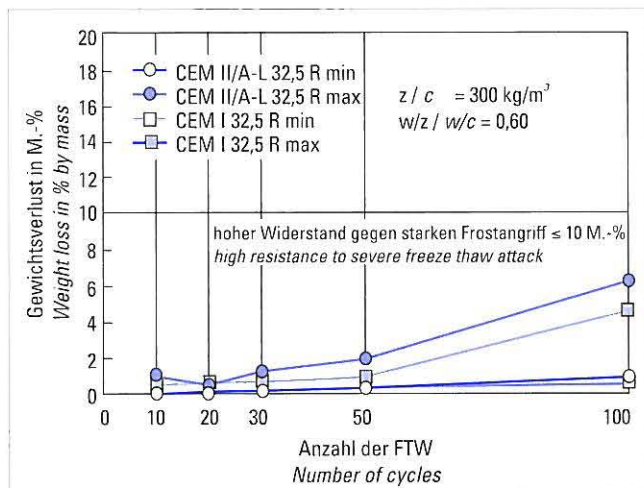


Bild 3: Gewichtsverlust des Betons bei Frost-Tau-Wechsel-Prüfung nach [13]

Figure 3: Weight loss of concrete during freeze-thaw testing, according to [13]

As far as the specifications for cement which determine the durability of the mortars and concretes produced from it are concerned there are only a few performance test methods which provide representative test results in a reasonable time at justifiable cost and with adequate reproducibility. Performance specifications for the durability of concretes and mortar therefore cannot generally be verified by tests on the cement. One exception is the Le Chatelier test for the expansion caused by free lime. In the absence of suitable performance criteria the tendency is to use descriptive criteria for verifying the suitability of cement for producing durable concretes and mortars. Unfavourable effects on the durability, for example, are excluded by the composition of the cement. Sulfate expansion is reliably prevented by limiting the sulfate content of the cement, and magnesia expansion by limiting the magnesium content of the clinker. The chloride content of the cement is restricted to avoid corrosion of the reinforcement.

Fulfilment of the essential specifications for workability and strength of concrete and mortar is established by direct initial tests and verified by appropriate conformity and, where necessary, check tests. Fulfilment of the specifications for the durability of concretes and mortar to avoid corrosion of concrete (e.g. as a result of freeze-thaw or chemical attack) and corrosion of the steel in concrete is ensured by descriptive specifications for the composition of the concrete, i.e. for the maximum permissible w/c value and the minimum cement content. This includes stipulations for the usability of cements conforming to DIN EN 197-1 under the given ambient conditions (cf. Section 6).

The influence of the cement on the durability of concretes and mortars produced from it can be taken into account through laboratory investigations and long-term experience by specifying certain cement types. Adequate durability is assured through these descriptive stipulations for the concrete composition needed for the given ambient conditions and the cement types to be used.

In the past different cement types were only adopted in a standard when they had been tested and proven over a long period. This presupposed that sufficient investigations and practical experience were available to confirm the suitability of the cements under the application conditions prevailing in Germany. For this reason cements which might contain burnt oil shale, limestone or siliceous fly ash as a main constituent were included in the standard for the first time in the 90s [2]. Before that these cements had been covered by building inspectorate approvals over a period of many years. Adequate proof of the requisite performance of these cements was therefore available.

By way of example, Figure 3 shows the results of freeze-thaw tests which were carried out as part of approval trials for a total of ten different CEM II/A-L Portland- limestone cements in com-

Tafel 3: Anwendbarkeit von Zementen nach DIN 1164-1: 1994-10 in Beton mit vorgegebener Expositionsklasse

Table 3: Usability of cements specified in DIN 1164-1:1994-10 in concrete of given exposure classes

Beton-Expositionsklasse Concrete exposure class			CEM I	CEM II						CEM III	
				S A/B	T A/B	L A	P A/B	V A	SV B	A	B
Kein Korrosions- / Angriffsrisiko No risk of corrosion or attack			X0	X	X	X	X	X	X	X	X
Korrosion Corrosion	Carbonatisierung carbonation	XC1-XC4	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	Chlorideindringen penetration of chloride	XS1-XS3, XD1-XD3	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Frostangriff Frost attack	ohne Taumittel without de-icing agent	XF1, XF3	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	mit Taumittel with de-icing agent	XF2, XF4	X	X	X	X	–	–	–	X ¹⁾	X ¹⁾
Chemischer Angriff / Chemical attack			XA1-XA3	X ²⁾	X ²⁾	X ²⁾	X ²⁾	X ²⁾	X ²⁾	X ²⁾	X ²⁾
Verschleiß / Wear			XM1-XM3	X	X	X	X	X	X	X	X

¹⁾ Einschränkungen bei XF4/Restrictions for XF4

²⁾ Für XA2, XA3: Zusätzliche Regelungen bei Sulfatangriff/For XA2, XA3: Additional regulations in the case of sulphate attack

Zementarten wurden bisher nur dann in eine Norm aufgenommen, wenn sie langfristig erprobt und bewährt waren. Das setzte voraus, dass genügend Untersuchungen und Praxiserfahrungen vorlagen, die die Eignung der Zemente unter den in Deutschland geltenden Anwendungsbedingungen belegten. Deshalb wurden in den 90er-Jahren erstmals Zemente in die Norm aufgenommen, die gebrannten Ölschiefer, Kalkstein oder kiesel-säurereiche Flugasche als Hauptbestandteil enthalten können [2]. Für diese Zemente hatten zuvor über viele Jahre bauaufsichtliche Zulassungen bestanden. Entsprechend lagen genügend Nachweise für die notwendige Leistungsfähigkeit dieser Zemente vor.

Im Bild 3 sind beispielhaft die Ergebnisse von Frostversuchen dargestellt, die im Rahmen von Zulassungsversuchen für insgesamt zehn verschiedene Portlandkalksteinzemente CEM II/A-L im Vergleich mit Portlandzementen CEM I durchgeführt wurden [13]. Angegeben sind jeweils die kleinsten und größten ermittelten Einzelwerte. Blau hinterlegt ist die Bandbreite aller Ergebnisse. Es ist zu erkennen, dass alle mit den Zementen hergestellten Betone einen hohen Widerstand gegen starken Frostangriff haben und die Betone mit Portlandkalksteinzement eine vergleichbare Abfrostdauer aufweisen wie Betone mit Portlandzement.

Durch die hohe Grund-Leistungsfähigkeit aller bisher genormten Zementarten mussten kaum Einschränkungen bei der baupraktischen Anwendung vorgenommen werden. So zeigt die Tafel 3, dass die Zemente der bisherigen DIN 1164 bei fast allen Beton-Expositionsklassen eingesetzt werden können; in [14] wurde die Bedeutung der Beton-Expositionsklassen näher erläutert. Einschränkungen mussten lediglich bei Betonen vorgenommen werden, die einem Frost-Taumittel-Angriff ausgesetzt sind.

5 Zementarten nach DIN EN 197-1

In der Norm ist für jede Zementart genau festgelegt, welche Hauptbestandteile für die Zementherstellung verwendet werden dürfen (Tafel 4), welche Anforderungen sie erfüllen müssen und in welchem Mengenverhältnissen die verschiedenen Hauptbestandteile kombiniert werden können. Wie das Bild 4 zeigt, umfasste die bisherige nationale Zementnorm DIN 1164 zwölf Zementarten. Das sind

- Portlandzement CEM I, der außer Portlandzementklinker keine weiteren Hauptbestandteile enthält,
- Hochofenzemente CEM III/A und CEM III/B, die zwischen 36 % und 80 % Hüttensand enthalten, sowie
- insgesamt neun verschiedene Portlandkompositzemente CEM II/A und CEM II/B, die außer Portlandzementklinker noch zwischen 6 % und 35 % andere Hauptbestandteile enthalten. Als weitere Hauptbestandteile von CEM II-Zementen konnten Hüttensand (gekennzeichnet durch den Buchstaben S), natürliches Puzzolan (P) – hierbei handelt es sich im

Tafel 4: Hauptbestandteile von Zement nach DIN EN 197-1; bereits in DIN 1164-1:1994-10 genormte Hauptbestandteile sind fett gekennzeichnet.

Table 4: Main constituents of cements specified in EN 197-1; constituents already standardized in DIN 1164-1:1994-10 are shown in bold type

Portlandzementklinker (K)	Portland cement clinker
Hüttensand (S)	Granulated blastfurnace slag
Puzzolane natürliche (P)	Pozzolana natural
natürliche, getemperte (Q)	natural calcined
Flugasche kiesel-säurereiche (V)	Fly ash siliceous
kalkreiche (W)	calcareous
Gebrannter Schiefer (T)	Burnt shale
Kalkstein höherer TOC-Gehalt (L)	Limestone higher TOC content
niedrigerer TOC-Gehalt (LL)	lower TOC content
Silicastaub (D)	Silica fume

parison with CEM I Portland cements [13]. The lowest and highest individual measured values are given in each case. The bandwidth of all results is shown in blue. It can be seen that all the concretes produced with the cements have a high resistance to severe freeze-thaw attack and that the concretes with Portland-limestone cement exhibit comparable frost erosion loss to concretes made with Portland cement.

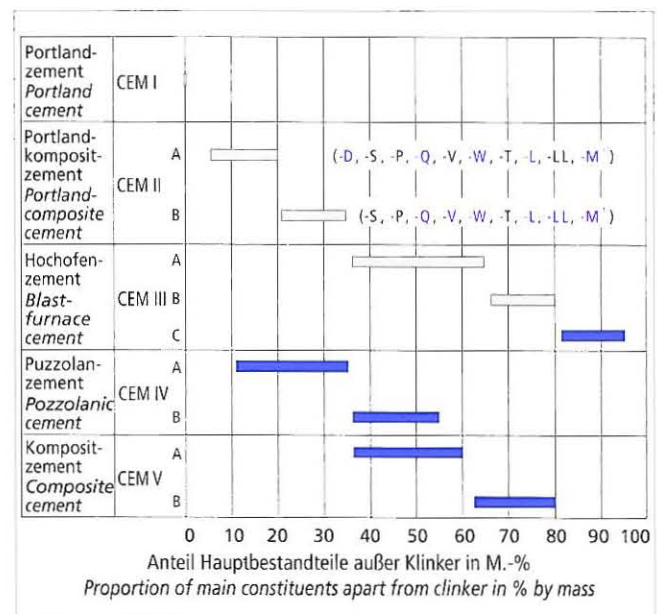
The high basic performance of all the types of cement previously covered by the standard meant that hardly any restrictions had to be made for practical building applications. Table 3, for example, shows that the cements of the former DIN 1164 can be used for almost all concrete exposure classes; the significance of the concrete exposure classes is explained in detail in [14]. Restrictions had to be made only for concretes which are exposed to attack by freeze-thaw with de-icing agents.

5 Cement types specified in DIN EN 197-1

For each cement type the standard lays down precisely which main constituents may be used for manufacturing the cement (Table 4), which specifications they must fulfil and in what quantity ratios the different main constituents can be combined. As Figure 4 shows, the previous national cement standard, DIN 1164, covered 12 cement types. These were

- CEM I Portland cement, which contains no other main constituents apart from Portland cement clinker,
- CEM III/A and CEM III/B blastfurnace cements, which contain between 36 % and 80 % blastfurnace slag, and
- a total of nine different CEM II/A and CEM II/B Portland-composite cements which, in addition to Portland cement clinker, also contain between 6 % and 35 % of other main constituents. Blastfurnace slag (shown by the letter S), natural pozzolana (P) – this is mainly trass –, siliceous fly ash (V), burnt oil shale (T) and limestone (L) can be used as the other main constituents of CEM II cements.

It should be noted that currently more than 90 % of the CEM II cements contain either blastfurnace slag or limestone as a main



11 Der Buchstabe M kennzeichnet CEM II-Zemente, die außer Klinker noch mindestens zwei weitere Hauptbestandteile enthalten.
The letter M indicates CEM II-cements which contain at least two further constituents besides clinker.

Bild 4: Bandbreite des Anteils an Hauptbestandteilen außer Portlandzementklinker für die Zementarten nach DIN EN 197-1; neu in die Norm aufgenommene Zementarten sind blau gekennzeichnet
Figure 4: Range of the percentages of main constituents apart from Portland cement clinker for the cement types specified in DIN EN 197-1; the cement types newly included in the standard are shown in blue

Wesentlichen um Trass -, kiesel säurereiche Flugasche (V), gebrannter Ölschiefer (T) und Kalkstein (L) eingesetzt werden.

Zu beachten ist, dass derzeit mehr als 90 % der CEM II-Zemente entweder Hüttensand oder Kalkstein als Hauptbestandteil enthalten. Der Anteil der CEM II-Zemente mit Hüttensand hat dabei in den letzten Jahren stark zugenommen.

Die neue Norm eröffnet die Möglichkeit, Zemente mit höheren Gehalten an latent-hydraulischen, puzzolanischen und inerten Hauptbestandteilen herzustellen. Nunmehr sind auch Zemente mit bis zu 35 % Kalkstein, bis zu 95 % Hüttensand, bis zu 55 % Puzzolanen und bis zu 80 % einer Kombination von Hüttensand und Puzzolanen durch die Norm abgedeckt. Für einzelne dieser Zemente existieren bisher bauaufsichtliche Zulassungen, die für bestimmte Anwendungen gelten. Weiterhin wird bei CEM II-Zementen die Bandbreite der möglichen Hauptbestandteile erweitert. Zemente, die Silicastaub (gekennzeichnet durch den Buchstaben D), natürliche getemperte Puzzolane (Q) oder kalkreiche Flugasche (W) enthalten, sind nunmehr durch die Norm abgedeckt. Mehrere Hauptbestandteile können auch bei Portlandkompositementen kombiniert werden, was durch den Buchstaben (M) gekennzeichnet wird.

Weiterhin wird nunmehr zwischen zwei Arten von Kalkstein L und LL unterschieden. Die Anforderungen an Kalkstein als Hauptbestandteil resultieren im Wesentlichen aus den Ergebnissen von Frostversuchen, die vor einer Reihe von Jahren im Forschungsinstitut der Zementindustrie durchgeführt wurden [15, 16]. Dabei hatte sich gezeigt, dass eine bestimmte „Reinheit“ des Kalksteins erforderlich ist. Aus diesem Grunde muss Kalkstein einen Mindestgehalt an CaCO_3 aufweisen und darf nur in geringen Mengen tonige oder organische Bestandteile enthalten. Auf europäischer Ebene wurde überwiegend eine Begrenzung des Gehalts an organischen Bestandteilen auf 0,50 % als ausreichend betrachtet. Zemente mit diesem Kalkstein werden mit dem Zusatzbuchstaben L gekennzeichnet. Von deutscher Seite wurde gefordert, dass die bisherigen Anforderungen an Kalkstein unverändert bestehen bleiben, d.h. der Gehalt an organischen Bestandteilen auf 0,20 % begrenzt bleibt. Zemente mit diesem Kalkstein erhalten zur Unterscheidung zukünftig die Zusatzkennzeichnung „LL“. Das bedeutet, dass die bisher mit CEM II-L bezeichneten Portlandkalksteinzemente zukünftig mit CEM II-LL bezeichnet werden müssen.

6 Anwendungsbereiche für Zement

Wie wirkt sich nun die Zunahme der Zementarten in der Europäischen Zementnorm auf deren Anwendbarkeit im Beton aus?

Um diese Frage zu beantworten, wurde gemäß Bild 5 qualitativ ausgewertet, für wieviele der Beton-Expositionsklassen die einzelnen Zemente geeignet sind. Dabei wurden die getroffenen Festlegungen bei der Überarbeitung der deutschen Betonnorm DIN 1045-2 berücksichtigt [14]. Zu beachten ist, dass bis zur bauaufsichtlichen Einführung der neuen deutschen Betonnorm DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 Anfang nächsten Jahres Normalzemente nach DIN EN 197-1 nach der bis dahin noch gültigen DIN 1045 eingesetzt werden. Die Zuordnung zu den bisher genormten Zementarten nach DIN 1164-1:1994-10 ist entsprechend der Tafel 5 vorzunehmen [17].

Wie bereits gezeigt, sind die bisher genormten Zemente – im Bild grau gekennzeichnet – kaum Einschränkungen unterworfen. Lediglich bei Verwendung in Bauteilen unter Frost-Tausalzeinwirkung existieren für einige Zemente Anwendungsbeschränkungen. Auch einige der bislang nicht genormten CEM II-Zemente werden zukünftig für die meisten Anwendungsbereiche geeignet sein. Das gilt z.B. für Portlandsilicastaubzement CEM II-A/D. Für die meisten der 15 neu in die Norm aufgenommenen Zemente liegen in Deutschland jedoch wenige baupraktische Erfahrungen vor, so dass ihr Anwendungsbereich stark eingeschränkt werden muss.

Dabei kann es aber durchaus sein, dass sich Zemente mit einer speziellen Kombination von Hauptbestandteilen nachweislich günstiger verhalten. So werden z.B. CEM II-M-Zemente mit mehreren Hauptbestandteilen wegen der Vielzahl der Kombinationsmöglichkeiten und der damit verbundenen Unwägbarkeiten für das diesbezügliche Bindemittelverhalten im Allgemeinen starken Anwendungsbeschränkungen unterliegen. Für ausgewählte CEM II-M-

constituent. The proportion of CEM II cements containing blast-furnace slag has increased sharply in recent years.

The new standard opens up the option of producing cements containing higher levels of latent-hydraulic, pozzolanic and inert main constituents. From now on cements with up to 35 % limestone, up to 95 % blastfurnace slag, up to 55 % pozzolana and up to 80 % of a combination of blastfurnace slag and pozzolana are also covered by the standard. Building inspectorate approvals valid for specific applications already exist for a few of these cements. The range of possible main constituents is also widened for CEM II cements. Cements which contain silica fume (shown by the letter D), natural calcined pozzolana (Q) or calcareous fly ash (W) are from now on covered by the standard. Several main constituents can also be combined in Portland-composite cements; this is shown by the letter (M).

Furthermore, a distinction is now made between two types of limestone, namely L and LL. The specifications for limestone as a main constituent are derived essentially from the results of freeze-thaw trials which were carried out a number of years ago at the Research Institute of the Cement Industry [15, 16]. From this it became apparent that a certain "purity" of the limestone is necessary. The limestone must therefore have a minimum content of CaCO_3 and may only contain small quantities of argillaceous or organic constituents. At the European level it was generally considered that a limit to the content of organic constituents of 0.50 % was sufficient. Cements made with this limestone are characterized by the supplementary letter L. In Germany, however, it was demanded that the previous specifications for limestone should remain unchanged, i.e. that the content of organic constituents should remain restricted to 0.20 %. For the purposes of differentiation the cements made with this limestone will in future carry the supplementary designation "LL". This means that the Portland limestone cements formerly designated as CEM II-L must in future be designated CEM II-LL.

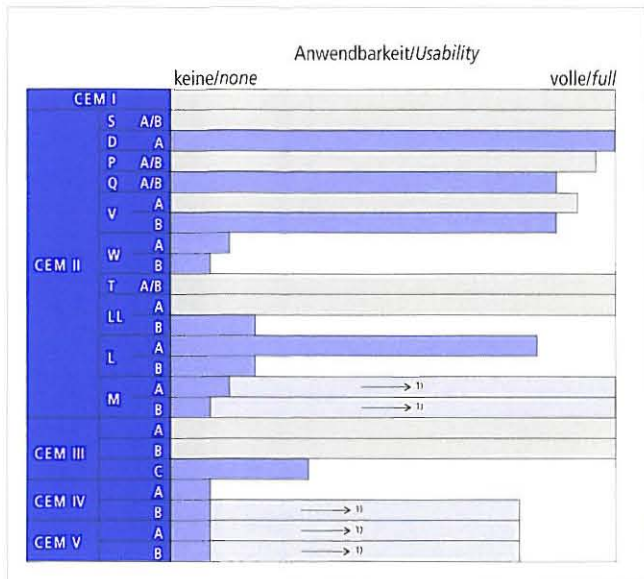
6 Areas of application for cement

How will the increase in the number of different cement types in the European cement standard effect their usability in concrete?

This question was answered by carrying out the qualitative evaluation shown in Figure 5 to find the number of concrete exposure classes for which the individual cements are suitable. The stipulations made during the revision of the German concrete standard DIN 1045-2 were taken into account [14]. It should be noted that until the new German concrete standards DIN EN 206-1 and DIN 1045-2 are introduced by the building inspectorate at the beginning of next year the ordinary cements complying with DIN EN 197-1 will be used in accordance with DIN 1045, which will still be valid until then. Table 5 shows how they are to be assigned to the cement types previously standardized in DIN 1164-1:1994-10 [17].

As already shown, the previously standardized cements – shown in grey in the diagram – are subject to hardly any restrictions. Only for use in components exposed to freeze-thaw with de-icing salt are there application restrictions for some cements. Some of the CEM II cements which were not previously standardized will also in future be suitable for most areas of application. This applies, for example, to CEM II-A/D Portland-silica fume cement. However, there is little practical building experience in Germany with the majority of the 15 cements newly included in the standard, so their areas of application must be severely restricted.

However, it is entirely possible that cements with specific combinations of main constituents can be shown to have favourable behaviour characteristics. CEM II-M cements with several main constituents, for example, are generally subject to severe application restrictions because of the large number of possible combinations and the related uncertainty of the resulting behaviour of the binder. However, for selected CEM II-M, CEM IV and CEM V cements with certain main constituents it has been possible, as shown in the diagram, to specify extended possible applications in DIN 1045-2 because of the existing experience. For example, a CEM II-A/M cement with blastfurnace slag (S) and limestone (LL) as main constituents will not in future be subject to any application restrictions (see [14]).



¹⁾ Spezielle Kombinationen können in DIN 1045-2 günstiger eingestuft sein.
Special combinations may lead to a more favourable classification in DIN 1045-2.

Bild 5: Anwendbarkeit von Zementarten in Beton-Expositions-klassen; neu in die Norm aufgenommene Zementarten sind blau gekennzeichnet

Figure 5: Usability of the cement types in concrete exposure classes; the cement types newly included in the standard are shown in blue

CEM IV- und CEM V-Zemente mit bestimmten Hauptbestandteilen konnten jedoch, wie im Bild dargestellt, wegen der vorliegenden Erfahrungen erweiterte Anwendungsmöglichkeiten in DIN 1045-2 festgelegt werden. So unterliegt z.B. ein CEM II-A/M mit Hüttensand (S) und Kalkstein (LL) als Hauptbestandteil zukünftig keinen Anwendungsbeschränkungen (siehe [14]).

Diskutiert wird derzeit in den dafür zuständigen Gremien, ob und in welcher Form bestimmte Zementarten, für die nach vorliegender Erfahrung nur eine eingeschränkte Anwendung möglich ist, die Möglichkeit eines Eignungsnachweises für die maßgebenden dauerhaftigkeitsrelevanten Eigenschaften, z.B. durch Prüfung des Frostwiderstands oder des Karbonatisierungsverhaltens, geschaffen werden soll.

7 Baupraktische Auswirkungen

Die Wahl des zu verwendenden Zements wird sehr wesentlich durch die Bedingungen bestimmt, unter denen Beton und Mörtel hergestellt und verarbeitet werden. Dabei werden unterschiedliche Anforderungen an den Zement gestellt, je nachdem, ob er im Ort-beton oder in der Werksfertigung eingesetzt wird.

In Deutschland werden derzeit knapp 60 % des Zements im Bereich des Ortbetons und davon über 80 % als Transportbeton eingesetzt. Bei dieser Anwendung ist es insbesondere wichtig, dass der Beton unter wechselnden Temperaturbedingungen nur ein geringes Ansteifen und eine zuverlässige Anfangsfestigkeit für das Entfernen der Schalung aufweist. Hierfür sind insbesondere Zemente der unteren Festigkeitsklassen geeignet. Bei der Werksfertigung von Fertigteilen und Betonwaren wird etwa 30 % des Zements verbraucht. Hier ist vor allem eine schnelle Festigkeitsentwicklung während der ersten Stunden gefordert, um frühes Ausschalen und Vorspannen zu ermöglichen und dadurch eine hohe Produktivität zu erzielen. Hier kommen fast ausschließlich Zemente der Festigkeitsklassen 42,5 und 52,5 zur Anwendung.

Bild 6 zeigt eine Zuordnung der in Deutschland versandten Zementmengen des Jahres 2000 zu den Zementarten und -festigkeitsklassen. Etwa 60 % der in Deutschland hergestellten Zemente gehören zu den Festigkeitsklassen 32,5 und 32,5 R. Diese werden überwiegend für die Herstellung von Ortbeton verwendet. In diesen Festigkeitsklassen sind etwa 29 % Portlandzemente CEM I, etwa 19 % Portlandkompositzemente CEM II und etwa 12 % Hochofenzemente CEM III vertreten. Die CEM III-Zemente

Tafel 5: Zuordnung von Zementen nach DIN EN 197-1 zu denen nach DIN 1164-1

Table 5: Assignment of cements specified in DIN EN 197-1 to those specified in DIN 1164-1

Hauptart Main type	DIN 1164-1:1994-10	DIN EN 197-1:2001-02 ¹⁾
CEM I	Portlandzement (CEM I) Portland cement	Portlandzement (CEM I) Portland cement
CEM II	Portlandhüttenzement Portland-slag cement (CEM II/A-S, CEM II/B-S)	Portlandhüttenzement Portland-slag cement (CEM II/A-S, CEM II/B-S)
	Portlandpuzzolanzement Portland-pozzolana cement (CEM II/A-P, CEM II/B-P)	Portlandpuzzolanzement Portland-pozzolana cement (CEM II/A-P, CEM II/B-P)
	Portlandflugaschezement Portland-fly ash cement (CEM II/A-V)	Portlandflugaschezement Portland-fly ash cement (CEM II/A-V)
	Portlandölschieferzement Portland-oil shale cement (CEM II/A-T, CEM II/B-T)	Portlandschieferzement Portland-burnt shale cement (CEM II/A-T, CEM II/B-T)
	Portlandkalksteinzement Portland-limestone cement (CEM II/A-L)	Portlandkalksteinzement Portland-limestone cement (CEM II/A-LL) ²⁾
	Portland-flugaschehüttenzement Portland-fly ash slag cement (CEM II/B-SV)	Portland-kompositzement Portland-composite cement (CEM II/B-M (S-V))
CEM III	Hochofenzement Blastfurnace cement (CEM III/A, CEM III/B)	Hochofenzement Blastfurnace cement (CEM III/A, CEM III/B) ³⁾

¹⁾ Zemente mit üblicher Anfangsfestigkeit erhalten nach DIN EN 197-1 nunmehr den Buchstaben N. / In accordance with DIN EN 197-1 cements with ordinary early strength are now indicated by the letter N.

²⁾ Kalkstein (L) nach DIN 1164-1 entspricht in DIN EN 197-1 dem Kalkstein (LL). / Limestone (L) as specified in DIN 1164-1 corresponds to the limestone (LL) in DIN EN 197-1.

³⁾ Der Chloridgehalt darf 0,10 M.-% nicht überschreiten. / The chloride content may not exceed 0.10 % by mass.

There is currently a debate in the relevant committees as to whether and in what form the possibility of verifying compliance for the crucial properties relevant to durability, e.g. through testing the freeze-thaw resistance or the carbonation characteristics, should be achieved for certain types of cement for which, based on available experience, only restricted application is possible.

7 Effects on building practice

The choice of the cement to be used is determined to a great extent by the conditions under which the concrete and mortar is produced and placed. Different specifications are set for the cement depending on whether it is used for in situ concrete or in precast elements.

At present almost 60 % of the cement in Germany is used for the in situ concrete sector, of which over 80 % is used as ready-mixed concrete. For this application it is particularly important that under fluctuating temperature conditions the concrete should exhibit only slight stiffening and reliable initial strength for removal of the formwork. Cements of the lower strength classes are particularly suitable for this purpose. About 30 % of the cement is used for factory fabrication of precast elements and concrete products. The primary requirement in this case is for rapid strength development during the first few hours to permit early de-moulding and prestressing to achieve high productivity. Cements of the strength classes 42,5 and 52,5 are used almost exclusively for this application.

Figure 6 shows how the quantities of cement sold in Germany in 2000 are distributed between the cement types and the cement strength classes. About 60 % of the cements manufactured in Germany belong to the 32,5 and 32,5 R strength classes. These are used predominantly for producing in situ concrete. In these strength classes CEM I Portland cements account for about 29 %, CEM II Portland composite cements for about 19 % and CEM III blast furnace cements for about 12 %.

sind überwiegend als Zemente mit üblicher Anfangsfestigkeit, die CEM I- und CEM II-Zemente überwiegend als solche mit hoher Anfangsfestigkeit (R) klassifiziert. Etwa 33 % der Zemente fallen in die Festigkeitsklassen 42,5 und 42,5 R, etwa 7 % in die Festigkeitsklassen 52,5 und 52,5 R. Diese Zemente werden überwiegend bei der Werksfertigung von Betonfertigteilen und Betonwaren eingesetzt. Es fällt auf, dass der Portlandzementanteil hier deutlich höher ist und für diese Festigkeitsklassen zusammen etwa 33 % beträgt.

Grundsätzlich zeichnet sich in der Praxis eine Entwicklung ab, dass an die Leistungsfähigkeit der Zemente immer höhere Anforderungen gestellt werden. Deshalb dürften neue Zemente und Zementarten beim Kunden nur Akzeptanz finden, wenn sie die hohen Anforderungen erfüllen. Neben Portlandzementen und Hochofenzementen werden in den letzten Jahren häufiger Portlandkompositzemente CEM II eingesetzt. Das Bild 7 zeigt, dass ihr Marktanteil in den letzten Jahren von 10 % auf 24 % zugenommen hat. Durch die Möglichkeit, den Anteil an Portlandzementklinker auf diese Weise zu reduzieren, werden sowohl die vorhandenen Ressourcen geschont als auch die CO₂-Emissionen bei der Herstellung von Zement vermindert. Aufgrund ihrer Zusammensetzung und der jeweiligen stofflichen Charakteristika weisen Portlandkompositzemente ähnliche Leistungsmerkmale wie die Portlandzemente auf. Über die besonderen Vorteile der Verwendung von CEM II-Zementen im Betonbau informiert eine Broschüre der Zementindustrie, in der die wichtigen Eigenschaften dieser Zemente sowie ihr Einfluss auf die wesentlichen Beton-eigenschaften zusammenfassend dargestellt sind [18].

Derzeit machen in Deutschland nur 6 der zukünftig genormten 27 Zementarten alleine 98 % des Zementversands aus, das sind neben Portland- und Hochofenzementen noch Portlandhüttenzemente und Portlandkalksteinzement. Andere Zemente werden überwiegend regional oder für spezifische Anwendungen eingesetzt. Die Analyse der Leistungsmerkmale und Anwendungsmöglichkeiten der verschiedenen neu in die Norm aufgenommenen Zementarten zeigt, dass sich in absehbarer Zeit vermutlich keine nennenswerten Veränderungen in Angebot und Nachfrage auf dem deutschen Zementmarkt ergeben werden. Die neue Norm bietet allerdings insbesondere für Zemente der Festigkeitsklasse 32,5 zusätzliche Möglichkeiten, um Zemente mit definierten Eigenschaften herzustellen, die auf bestimmte Anwendungsgebiete ausgerichtet sind.

Trotz der wesentlich erweiterten Palette genormter Zemente wird es nach wie vor einige Zemente geben, die nicht in das Raster der Zementnorm passen und eine bauaufsichtliche Zulassung benötigen. Ein Beispiel hierfür sind Spritzbetonzemente, die besonders schnell erstarren und daher die Anforderungen der DIN

CEM II Portland-composite cements for about 19 % and CEM III blastfurnace cements for about 12 %. The CEM III cements are classified predominantly as cements with ordinary early strength and the CEM I and CEM II cements predominantly as those with high early strength (R). About 33 % of the cements fall in the 42,5 and 42,5 R strength classes and about 7 % in the 52,5 and 52,5 R strength classes. These cements are used predominantly in factory fabrication of precast concrete elements and concrete products. It is apparent that the proportion of Portland cement is significantly higher here and totals about 33 % for these strength classes.

In practice a trend is beginning to emerge that ever higher demands are being made on cement performance. New cements and cement types are therefore only likely to be acceptable to clients if they can fulfil these high demands. CEM II Portland-composite cements are being used more frequently in recent years alongside the Portland cements and blastfurnace cements. Figure 7 shows that in recent years their market share has increased from 10 % to 24 %. The ability to reduce the proportion of Portland cement clinker both conserves the existing resources and also lowers the CO₂ emissions during the manufacture of cement. Because of their composition and the particular material characteristics Portland-composite cements exhibit similar performance features to the Portland cements. Information about the particular advantages of using CEM II cements in concrete construction is provided in a cement industry brochure which summarizes the important properties of these cements and their influence on important concrete properties [18].

At present just 6 of the 27 cement types which will in future be covered by the standard account for 98 % of the cement sales in Germany; in addition to Portland and blastfurnace cements these are Portland-slag cements and Portland-limestone cement. Most of the other cements are used regionally or for specific applications. Analysis of the performance features and possible applications of the various types of cement newly included in the standard shows that there will probably be no appreciable changes in supply and demand in the German cement market in the foreseeable future. However, the new standard offers additional opportunities, especially for cements of the 32,5 strength classes, for manufacturing cements with defined properties aimed at specific areas of application.

In spite of the substantially extended range of standardized cements there will continue to be some cements which do not fit into the framework of the cement standard and will require building inspectorate approval. This is exemplified by the sprayed concrete cements which set particularly rapidly and therefore do not fulfil the requirements of DIN EN 197-1. These will therefore continue to need building inspectorate approval.

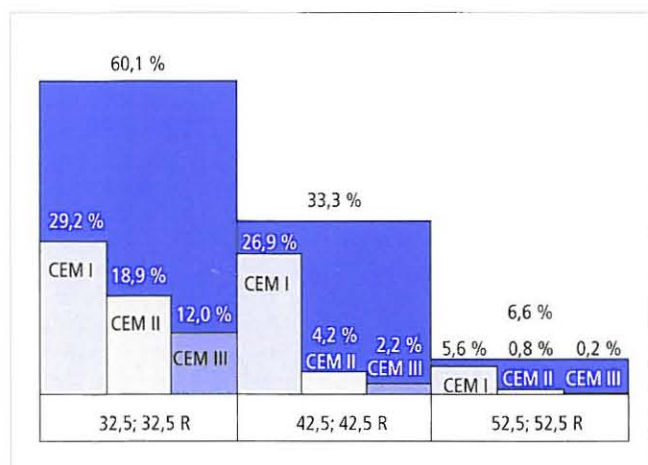


Bild 6: Anteile der Zementarten und Zementfestigkeitsklassen am Inlandsversand der in Deutschland hergestellten Zemente (Bezugsjahr 2000)

Figure 6: Proportions of cement types and strength classes in the domestic sales of cements manufactured in Germany (reference year: 2000)

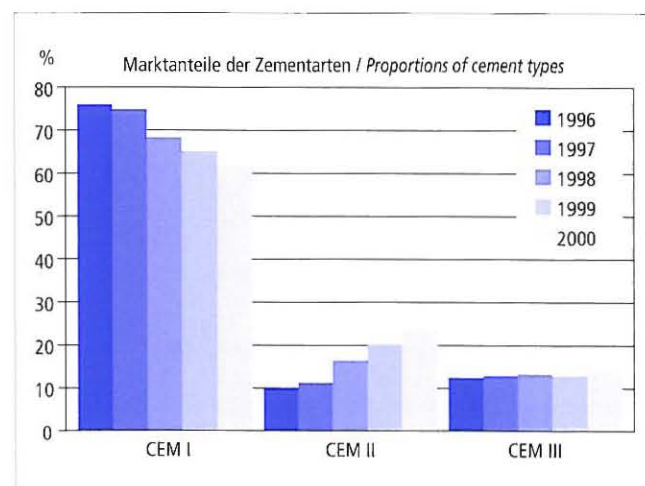


Bild 7: Anteile der Hauptzementarten CEM I, CEM II und CEM III an den inländischen Versandmengen

Figure 7: Proportions of the main cement types CEM I, CEM II and CEM III in the domestic sales

EN 197-1 nicht erfüllen. Diese werden daher weiterhin eine bauaufsichtliche Zulassung benötigen.

8 Zusammenfassung

Mit dem Inkrafttreten der europäischen Zementnorm als DIN EN 197-1 und DIN EN 197-2 zum 1. 4. 2001 gehen jahrelange Anstrengungen einer europäischen Harmonisierung aller Festlegungen für Normalzement, einschließlich Prüfung, Überwachung und Zertifizierung, zu Ende. Als wichtige Folgerungen aus dem Gültigwerden dieser europäischen Normen sind festzuhalten:

- Die in Deutschland als DIN EN 197-1, Ausgabe 2/2001 erschienene europäische Zementnorm gilt als harmonisierte Norm im Sinne der europäischen Bauproduktenrichtlinie.
- Anhang ZA von DIN EN 197-1 legt fest, dass alle in der Norm festgelegten Anforderungen erfüllt sein müssen, bevor ein Normalzement auf dem europäischen Binnenmarkt in Verkehr gebracht werden darf.
- Der als Ausgabe 11/2000 erschienene Teil 2 dieser Norm regelt die zur Konformitätsbewertung von Zementen durchzuführenden Maßnahmen. Die wesentlichen Festlegungen dieser Norm sind in Deutschland bereits vor vier Jahren umgesetzt worden.
- Als Nachweis, dass der Normalzement die Anforderungen von DIN EN 197-1 erfüllt und einer fortlaufenden Konformitätsbewertung nach DIN EN 197-2 unterliegt, bringt der Hersteller die europäische CE-Kennzeichnung an.
- Solange keine europäisch einheitlichen Festlegungen zur Unbedenklichkeit von Bauprodukten in Hinblick auf Gesundheit, Hygiene und Umwelt vorliegen, müssen entsprechende nationale Vorgaben beachtet werden. Für Normalzement sind keine solchen nationalen Festlegungen in den Mitgliedsstaaten der EU bekannt.
- DIN EN 197-1 normt 27 verschiedene Zementarten, die aus zehn genormten Hauptbestandteilen nach vorgegebener Zusammensetzung bestehen. Im Vergleich dazu enthält die letzte deutsche Zementnorm DIN 1164-1 zwölf Zementarten aus sechs genormten Hauptbestandteilen.
- DIN EN 197-1 legt die Anforderungen fest, die Normalzemente für die umfangreichen Anwendungen erfüllen müssen. Diese Anforderungen werden für Festigkeit und Verarbeitung durch unmittelbare Leistungsmerkmale beschrieben, für alle anderen Eigenschaften durch beschreibende Festlegungen, z.B. für die Hauptbestandteile bzw. die Zusammensetzung.
- Die Auswahl von Zementen in Hinblick auf Dauerhaftigkeitsanforderungen erfolgt in Deutschland durch entsprechende Festlegungen in den nationalen Anwendungsnormen, z.B. DIN 1045-2.
- Die baupraktische Verwendung von Zementen wird durch die Herstellungs- und Verarbeitungsbedingungen und damit im Wesentlichen durch die Verarbeitung in Ortbetonbauweise oder in Werksfertigung bestimmt.
- Trotz der Zunahme von 12 auf 27 genormte Zementarten werden sich infolge der neuen Zementnorm unter den in Deutschland vorherrschenden Herstellungs- und Verarbeitungsbedingungen voraussichtlich keine signifikanten Veränderungen in Angebot und Nachfrage von Normalzement ergeben.

8 Summary

Years of effort to achieve European harmonization of all the regulations for common cement, including testing, inspection and certification, came to an end when the European cement standard came into force on 1 April 2001 as DIN EN 197-1 and DIN EN 197-2. The most important consequences of these European standards are:

- The European cement standard, published in Germany as DIN EN 197-1, Issue 2/2001, counts as a harmonized standard for the purposes of the European Construction Products Directive.
- Annex ZA of DIN EN stipulates that all the requirements laid down in the standard must be fulfilled before a common cement can be marketed in the internal European market.
- Part 2 of this standard, published as Issue 11/2000, lays down the scheme to be carried out for conformity evaluation of cements. The main regulations in this standard had already been put into effect in Germany four years ago.
- The manufacturer will affix the CE marking as proof that the ordinary cement fulfils the requirements of DIN EN 197-1 and is subject to continuous conformity evaluation in accordance with DIN EN 197-2.
- Provided there are no existing uniform European regulations concerning the harmlessness of building products with respect to health, hygiene and environment the appropriate national regulations must be met. No such regulations for common cement are known in the member states of the EU.
- DIN EN 197-1 covers 27 different cement types containing ten standardized main constituents of given composition. In contrast, the last German cement standard, DIN 1164-1, contained twelve cement types made from six standardized main constituents.
- DIN EN 197-1 lays down the requirements to be fulfilled by common cements for their wide range of applications. These requirements are described by direct performance criteria for strength and workability, and for all other properties by descriptive regulations, e.g. with regard to the main constituents and the composition.
- In Germany the choice of cements with regard to durability requirements is carried out through the corresponding regulations in the national application standards, e.g. DIN 1045-2.
- The use of cements in building construction is determined by the conditions of concrete production and use, i.e. in most cases by the production of in situ concrete or precast units.
- In spite of the increase from 12 to 27 standardized cement types, the new cement standard is not expected to lead to significant changes in the supply and demand of common cement under the conditions of concrete production and placement prevalent in Germany.

Literatur / Literature

- [1] Normen für die einheitliche Lieferung von Portland-Cement. Ministerial-Blatt für die gesamte innere Verwaltung in den Königlich Preussischen Staaten, Ministerium des Inneren, Berlin 15. Januar 1879, S. 15-19
- [2] Sprung, S.; Sybertz, F.; Thielen, G.: Die neue Deutsche Zementnorm DIN 1164-1. Beton 45 (1995) H. 7, S. 490-497
- [3] DIN EN 197-1: 2001-02: Zement - Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement; Deutsche Fassung EN 197-1: 2000
- [4] DIN 1164: 2000-11: Zement mit besonderen Eigenschaften; Zusammensetzung, Anforderungen, Übereinstimmungsnachweis
- [5] DIN EN 197-2: 2000-11: Zement - Teil 2: Konformitätsbewertung; Deutsche Fassung EN 197-2: 2000
- [6] CEN-Bericht: Leitlinien für die Anwendung von EN 197-2 „Konformitätsbewertung“ (erscheint in Deutschland als DIN-Fachbericht)

- [7] Thielen, G.; Sybertz, F.: Übereinstimmungsnachweis (Güteüberwachung) für Zement - Erläuterungen zum Entwurf von DIN 1164-2. Beton 45 (1995) H. 8, S. 562-568
- [8] Merkblatt zur Bewertung der Auswirkungen von Bauprodukten auf Boden und Grundwasser (Entwurf: Juli 2000). Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), Berlin
- [9] Hygienische Anforderungen an zementgebundene Werkstoffe im Trinkwasserbereich: Prüfung und Bewertung/Dt. Verein des Gas- u. Wasserfaches, DVGW (Hrsg.). - Bonn: Dt. Verein des Gas- und Wasserfaches, DVGW, 1999 - (DVGW-Regelwerk: Technische Regel, Arbeitsblatt W347)
- [10] Vorgehensweise bei der gesundheitlichen Bewertung der Emissionen von flüchtigen organischen Verbindungen (VOC) aus Bauprodukten (Entwurf Oktober 2000). Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), Berlin
- [11] Wischers, G.: „Leistungsfähigkeit“ als Kriterium für die Normung von Zement und Beton. Betonwerk + Fertigteil-Technik 56 (1990) H. 3, S. 51-60

-
- [12] Hanke, V.; Siebel, E.: Erweiterte Grundlagen für die Betonzusammensetzung. In: Beton 45 (1995) 6, S. 412–418
- [13] Manns, W.; Thielen, G.; Laskowski, C.: Bewertung der Ergebnisse von Prüfungen zur bauaufsichtlichen Zulassung von Portlandkalksteinzementen. beton: 48 (1998) H. 12, S. 779–784
- [14] Grube, H.; Kerkhoff, B.: Die neue deutsche Betonnorm DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 als Grundlage für die Planung dauerhafter Bauwerke. beton 51 (2001) H. 3, S. 173–177
- [15] Sprung, S.; Siebel, E.: Beurteilung der Eignung von Kalkstein zur Herstellung von Portlandkalksteinzement (PKZ). In: Zement-Kalk-Gips 44 (1991) H. 1, S. 1–11
- [16] Siebel, E.; Sprung, S.: Einfluss des Kalksteins im Portlandkalksteinzement auf die Dauerhaftigkeit von Beton. In: Beton 41 (1991) H. 3, S. 113–117 u. H. 4, S. 185–188
- [17] Efes, Y.; Seyfert, H.-J.: Die neue Zementnorm in den Bauregellisten A und B. In: DIBT Mitteilungen (2/2001) H. 2, S. 73–75
- [18] Informationsschrift „Verwendung von CEM II-Zementen im Betonbau“. Forschungsinstitut der Zementindustrie, Düsseldorf (11/1999)

Die neuen deutschen Betonnormen DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 als Grundlage für die Planung dauerhafter Bauwerke

The new German concrete standards DIN EN 206-1 and DIN EN 1045-2 as basis for the design of durable constructions

Übersicht

Als Ergebnis einer rd. zehnjährigen Arbeit wurde im Frühjahr 2000 die europäische Betonnorm EN 206-1 verabschiedet. Zusammen mit den deutschen Anwendungsregeln in DIN 1045-2 liegt damit die neue deutsche Betonnorm vor. Die beabsichtigte Steigerung der Dauerhaftigkeit der Bauwerke kommt durch die Überbrückung der Schnittstellen in der gesamten Normenreihe der DIN 1045 zum Ausdruck, besonders aber auch durch die detaillierte Vorgabe von Expositionsklassen in DIN EN 206/DIN 1045-2. Fast gleichzeitig mit der europäischen Betonnorm wurde auch die europäische Zementnorm EN 197 verabschiedet. Sie enthält 27 verschiedene Zementarten, deren Anwendungsbereiche zur Herstellung von dauerhaften Betonbauwerken und -teilen in Deutschland in DIN 1045-2 festgelegt wurden.

Abstract

As a result of about 10 years' work the European concrete standard EN 206-1 was adopted in spring 2000. This, together with the German application rules in DIN 1045-2, now forms the new German concrete standard. The intended increase in the durability of structures is apparent not only in the bridging of the interfaces throughout the series of DIN 1045 standards but also, in particular, through the detailed specification of the exposure classes in DIN EN 206/DIN 1045-2. The European cement standard EN 197 was adopted at almost the same time as the European concrete standard. It contains 27 different types of cement, for which the areas of application for producing durable concrete structures and components in Germany are laid down in DIN 1045-2.

1 Einleitung

Die neue europäische Betonnorm trägt in mehreren Regelungsbereichen der schon lange in Deutschland diskutierten Absicht Rechnung, die deutsche Betonnorm auf den neuesten technischen Stand zu bringen. Sie enthält ein einheitliches Bemessungskonzept – vom unbewehrten Beton über den schlaff bewehrten Stahlbeton bis zum Spannbeton – und sie gilt auch für Konstruktionsleichtbeton. Sie umfasst außerdem die Anforderungen an die Baustoffe, an die Betonzusammensetzung und -herstellung, an die Bauausführung und die Konformitätsbeurteilung.

Die Einteilung von technischen Anforderungen und technischen Gütern in Klassen stellt eine der Grundlagen für den freien Handel von Dienstleistungen und Gütern über alle Grenzen hinweg dar. Die Planungsgrundlagen sowie die Anforderungen an die Baustoffe, die Bauausführung und die Konformitätsbeurteilung werden zukünftig für die jeweils gleiche Klasse nicht nur in Deutschland, sondern in ganz Europa einheitlich sein. Die Vielfalt der architektonischen Entwürfe und die verschiedenen Bauausführungen werden dadurch nicht beeinträchtigt.

2 Struktur der deutschen Betonnorm

Die neue deutsche Normengeneration enthält die Hauptbestandteile der alten DIN 1045 in drei Einzelnormen, siehe Bild 1. Die Regelungen für die Bemessung und Konstruktion von Betonbauwerken sind in DIN 1045-1 [1] enthalten. Dieser Normteil wurde auf der Grundlage der europäischen Norm prEN 1992 erstellt. Die europäische Norm für den Baustoff Beton EN 206-1 [2] wurde im Frühjahr 2000 europäisch verabschiedet. Sie enthält in wesentlichen Bereichen nur Rahmenfestlegungen, wodurch nationale Ergänzungen möglich und für die bauaufsichtliche Einführung der Norm in Deutschland sogar erforderlich wurden. Dies ist gestattet, da EN

1 Introduction

In several parts of the regulations the new European concrete standard takes account of the intention, which had been under discussion in Germany for a long time, of bringing the German concrete standard up to the state of the art. It contains a consistent design strategy – ranging from unreinforced concrete and conventional reinforced concrete to prestressed concrete – and it also applies to structural lightweight concrete. It also covers the specifications for the building materials, the composition and production of the concrete, the execution of the construction work and the assessment of conformity.

The classification of the technical specifications and technical goods into classes represents one of the basic principles for free trade of services and goods across all borders. The basic design principles and the specifications for the building materials, the execution of the construction work and assessment of conformity will in future be consistent for the same classes not only in Germany but over the whole of Europe. This will not have any adverse effect on the diversity of architectural designs and the different ways of executing the construction work.

2 Structure of the German concrete standard

The new generation of German standards contains the main elements of the old DIN 1045 in three individual standards, see Figure 1. The regulations for the dimensioning and design of concrete structures are contained in DIN 1045-1 [1]. This part of the standard was based on the European standard prEN 1992. The European standard for the building material concrete, EN 206-1 [2], was adopted in Europe in spring 2000. In important areas it contained only framework definitions, which meant that national supplements were possible and, for introduction of the standard

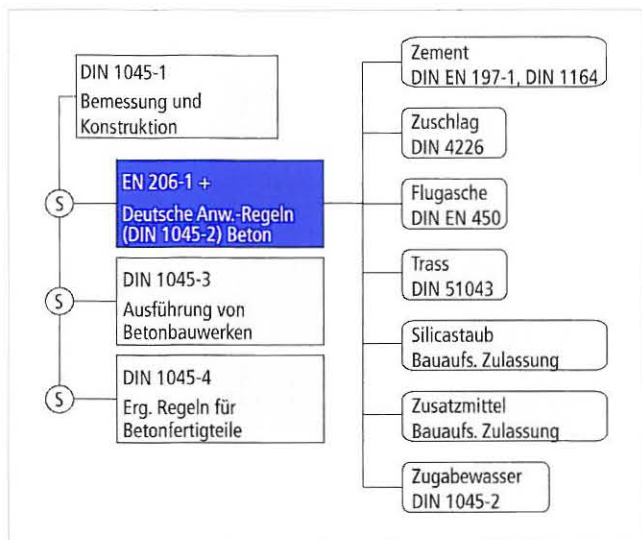


Bild 1: Übersicht über die deutsche Normung für den Betonbau gemäß Stand 2001 (S $\hat{=}$ „Schnittstelle“)

206 noch nicht den rechtlichen Status einer harmonisierten Norm im Sinne der europäischen Bauproduktenrichtlinie besitzt. Die so genannten Deutschen Anwendungsregeln zu DIN EN 206 werden als DIN 1045-2 [3] veröffentlicht. Um die praktische Arbeit mit den ineinander greifenden Regelungen zu erleichtern, soll aus (DIN EN 206 + DIN 1045-2) ein verwobenes Dokument erstellt werden, das als DIN-Fachbericht veröffentlicht werden soll.

Die Regelungen der DIN 1045-3 [4] für die Bauausführung wurden auf der Grundlage des europäischen Normentwurfs EN V 13670 erstellt.

In Deutschland wird noch ein Teil DIN 1045-4 [5], Überwachung von Betonfertigteilen, ergänzt, vornehmlich um diese international nicht behandelten Fragen analog zu DIN 1084-3 national zu regeln.

An die Betonnorm (DIN EN 206-1 + DIN 1045-2) sind die Stoffnormen für die Ausgangsstoffe Zement, Zuschlag, Betonzusatzstoffe, hier Flugasche, Silicastaub und Trass, weiterhin Zusatzmittel und Zugabewasser angegliedert. Als harmonisierte Norm wurde bisher nur DIN EN 197 für Zement verabschiedet. Weitere europäische Stoffnormen sind in Bearbeitung und werden zu gegebener Zeit die deutschen Regelungen ablösen.

Eine wesentliche Neuerung der neuen Normenreihe DIN 1045 besteht darin, dass die Normteile 1 bis 3 durch entsprechende Bezüge enger miteinander verbunden sind als die entsprechenden Abschnitte in der alten DIN 1045. Diese Überbrückung der Schnittstellen ist auf Bild 1 durch das eingezeichnete (S) anschaulich dargestellt. So wird bereits zu Beginn der DIN 1045-1 gefordert, dass neben den konstruktiven auch betontechnische und ausführungstechnische Maßnahmen in die Planung einbezogen und weiterverfolgt werden müssen. Damit ist eine erste Voraussetzung geschaffen, ein folgerichtig aufgebautes Dauerhaftigkeitskonzept für die herzustellenden Betonbauwerke zu verfolgen.

3 Regeln für die Planung dauerhafter Betonbauwerke 3.1 Definition der Dauerhaftigkeit und Dauerhaftigkeitskonzepte

Die zweite wesentliche Neuerung der europäischen und deutschen Betonnormung ist die direkte Forderung nach Dauerhaftigkeit der Bauwerke. Sie ist Bestandteil aller Grundlagendokumente der europäischen Bauproduktenrichtlinie. Im deutschen Bauproduktengesetz und in den Landesbauordnungen hat die Dauerhaftigkeit nun den Rang einer gesetzlichen Anforderung, wie die Standsicherheit. Dauerhaftigkeit ist eine Eigenschaft, die durch sachgerechte Planung, Konstruktion und Bemessung sowie Baustoffauswahl und Bauausführung erzeugt werden muss.

Als dauerhaft werden Bauwerke bezeichnet, wenn sie die verlangten Gebrauchseigenschaften, unter den planmäßigen Beanspruchungen, über die projektierte Nutzungsdauer, bei geringen Instandhaltungskosten aufweisen.

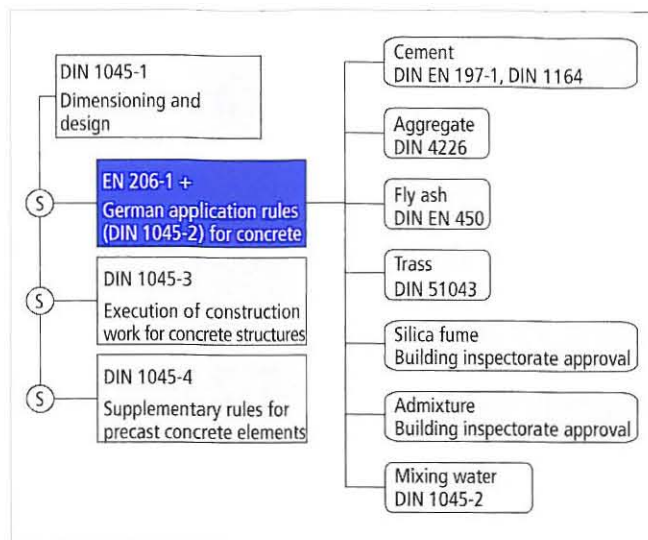


Figure 1: Overview of the German system of standards for concrete construction as at 2001 (S $\hat{=}$ "interface")

in Germany by the building inspectorate, even necessary. This is permissible as EN 206 does not yet have the legal status of a harmonized standard for the purposes of the European Building Products Directive. The German application rules for DIN EN 206 have been published as DIN 1045-2 [3]. A composite document is to be compiled from (DIN EN 206 + DIN 1045-2) which is to be published as a DIN technical report in order to assist practical work with the interconnected regulations.

The regulations in DIN 1045-3 [4] for execution of the building work were compiled on the basis of the European draft standard EN V 13670.

One section (DIN 1045-4 [5], Monitoring Precast Concrete Elements) is still being completed in Germany, mainly so that those questions which are not dealt with internationally can be controlled nationally, as with DIN 1084-3.

The material standards for the starting materials, namely cement, aggregate, concrete additions, and in this case fly ash, silica fume and trass as well as admixtures and mixing water, are incorporated in the concrete standard (DIN EN 206-1 + DIN 1045-2). So far only DIN EN 197 for cement has been adopted as a harmonized standard. Further European material standards are in preparation and will replace the German regulations at the stated time.

One important innovation of the new DIN 1045 series of standards is that the sections 1 to 3 of the standard are linked more closely with one another, through appropriate references, than were the corresponding sections in the old DIN 1045. This bridging of the interfaces is indicated in Figure 1 by the inscription (S). Right at the beginning of DIN 1045-1, for example, there is the requirement that not only the design procedures, but also the concrete technology and construction technology procedures, must be incorporated and pursued further in the planning stage. This creates a basic initial requirement to follow a logically constructed durability strategy for the concrete structures to be produced.

3 Rules for planning durable concrete structures 3.1 Definition of durability and durability strategies

The second important innovation for European and German concrete standardization is the direct requirement for durability of the structures. It is a constituent part of all the foundation documents of the European Building Products Directive. In German building products law and in the state building codes durability, like stability, now has the status of a legal requirement. Durability is a property which must be created by correct planning, design and dimensioning as well as choice of building materials and execution of the building work.

Structures are designated durable if they exhibit the required service properties under the planned service conditions over the projected service life with low maintenance costs.

Tafel 1: Bemessungskonzepte für die Dauerhaftigkeit

Bemessungskonzept	Kriterien
Deskriptives Konzept	<ul style="list-style-type: none"> – Mittlere Lebens- oder Nutzungsdauer stehen fest – Einwirkungen stehen fest (Expositionsklassen) – Üblicher Aufwand für Instandhaltung – Betonzusammensetzung und Ausführungsregeln werden durch das technische Regelwerk vorgeschrieben
Performance-Konzept	<ul style="list-style-type: none"> – Lebens- oder Nutzungsdauer $t_{N(soll)}$ werden nach den Erfordernissen gewählt – Instandhaltungsaufwand wird gewählt – Zeitliche Entwicklung von Angriff und Widerstand werden rechnerisch erfasst – Anhand des Verlaufs von Angriff und Widerstand wird die rechnerische Lebensdauer $t_{N(cal)}$ ermittelt und durch Versagenswahrscheinlichkeiten näher definiert – Nachweis $t_{N(cal)} \geq t_{N(soll)}$

Alle genannten Kriterien gehören bereits zum Planungskonzept für ein Bauwerk. Der Planer und Konstrukteur muss anhand der planmäßigen Beanspruchungen (Spannungen, Witterungsbedingungen usw.) die notwendigen Gebrauchseigenschaften (Festigkeit, Frostwiderstand usw.) festlegen. Damit die Beanspruchungen unter den gegebenen Einwirkungen („Angriffen“) nicht vorzeitig und unplanmäßig zur Erschöpfung der Tragfähigkeit und der Gebrauchseigenschaften (des „Widerstands“) führen, braucht man ein Bemessungskonzept für die Dauerhaftigkeit. Unterschieden werden das „deskriptive Konzept“ und das so genannte „Performance-Konzept“, siehe Tafel 1.

Die rechnerische Voraussage der Dauerhaftigkeit nach einem Performance-Konzept ist derzeit nur für wenige Einwirkungen, z.B. Säureangriff oder Chlorideinwirkung und Stahlkorrosion mit erheblichem Aufwand möglich. Deshalb erfolgt die Dauerhaftigkeitsbemessung in der neuen europäischen und deutschen Betonnorm nach dem deskriptiven Konzept. Es basiert auf Klasseneinteilungen für die Einwirkungen (Expositionsklassen) und auf zugeordneten Maßnahmen, wie Betonzusammensetzung, Betondeckung der Bewehrung, Nachbehandlung. Der Widerstand des Betons ist charakterisiert durch den maximalen Wasserzementwert, die Mindestbetonfestigkeitsklasse, den Mindestzementgehalt, ggf. den Luftporengehalt, Anrechnungsregeln für Betonzusatzstoffe und, in einzelnen Fällen, durch Eingrenzung der verwendbaren Zemente.

Wie Tafel 1 zeigt, liegt dem deskriptiven Bemessungskonzept für die Dauerhaftigkeit eine Annahme für die erwartete mittlere Lebens- oder Nutzungsdauer zugrunde. Diese wird in der neuen europäischen und deutschen Betonnorm erstmalig beziffert und beträgt 50 Jahre. Die Zahl hat mit Gewährleistung nichts zu tun. Sie vermittelt aber einen Anhaltswert für die Basis, auf der die Anforderungen an Planung, Konstruktion, Betontechnik und Ausführung in der neuen Normgeneration gestellt werden.

4 Regeln für die Planung dauerhafter Betonbauwerke

4.1 Expositionsklassen

Um die Dauerhaftigkeit von Bauwerken zutreffend planen zu können, muss man vorausdenken. Dazu sind zum jeweiligen Planungszeitpunkt Annahmen für die zu erwartenden Umwelteinwirkungen oder „Angriffe“ zu treffen. Sie werden in (DIN EN 206-1 + DIN 1045-2) „Expositionsklassen“ genannt. Um dem Planer und Konstrukteur eine schnell nutzbare und europaweit vergleichbare Basis zu geben, werden ihm in der Betonnorm entsprechend dem „deskriptiven Konzept“, siehe Bild 2, sieben Expositionsklassen angeboten, die jeweils in bis zu vier Intensitätsstufen eingeteilt sind. Er

Table 1: Design strategies for durability

Design strategy	Criteria
Descriptive strategy	<ul style="list-style-type: none"> – average service life is defined – effects are defined (exposure classes) – normal expenditure on maintenance – concrete composition and execution rules are laid down by the technical regulations
Performance strategy	<ul style="list-style-type: none"> – service life $t_{N(soll)}$ is chosen to suit the requirements – maintenance costs are chosen – development with time of the attack and resistance are calculated – the calculated service life $t_{N(cal)}$ is determined on the basis of the behaviour pattern of the attack and resistance and defined more accurately by failure probabilities – verification $t_{N(cal)} \geq t_{N(soll)}$

All the criteria mentioned already form part of the design strategy for a structure. The planning engineer and design engineer must specify the necessary service properties (strength, freeze-thaw resistance, etc.) on the basis of the planned service conditions (stresses, weather conditions, etc.). A dimensioning strategy for the durability is required so that under the given effects („attacks“) the service conditions do not lead to premature and unplanned depletion of the loadbearing capacity and the service properties (the „resistance“). A distinction is made between the „descriptive strategy“ and the „performance strategy“, see Table 1.

Calculated prediction of the durability on the basis of a performance strategy is currently possible for only a few effects, e.g. acid attack or chloride action and steel corrosion, and at considerable expense. The durability dimensioning in the new European and German concrete standard is therefore carried out on the basis of the descriptive strategy. It is based on classification of the effects (exposure classes) and associated measures, such as concrete composition, concrete cover on the reinforcement and curing. The resistance of the concrete is characterized by the maximum water/cement ratio, the minimum concrete strength class, the minimum cement content, and possibly the air void content, the rules for taking account of concrete additions and, in individual cases, by restricting the cements which can be used.

Table 1 shows that the descriptive dimensioning strategy for durability is based on acceptance of the anticipated average service life. This is estimated numerically for the first time in the new European and German concrete standard and amounts to 50 years. The figure has nothing to do with the warranty. However, it does provide a reference value on which the requirements for planning, design, concrete technology and execution of the construction work are based in the new generation of standards.

4 Rules for designing durable concrete structures

4.1 Exposure classes

In order to be able to plan the durability of structures successfully it is necessary to think ahead. Assumptions about the expected environmental effects or „attacks“ have to be made when the structure is being designed. They are listed in the „exposure classes“ in (DIN EN 206-1 + DIN 1045-2). In order to give the planner and designer a rapidly usable basis which is comparable throughout Europe the concrete standard offers them seven exposure classes, each subdivided into up to four intensity stages corresponding to the „descriptive strategy“, see Figure 2. These stresses resulting from the exposure classes have to be taken into account in the same way as the stresses caused by external loads.

hat diese Beanspruchungen durch Expositionsklassen analog zu den Beanspruchungen durch äußere Lasten zu berücksichtigen.

Drei der Expositionsklassen betreffen die Dauerhaftigkeit der Bewehrung im Beton, vier die Dauerhaftigkeit des Betons selbst. Expositionsklasse X0 betrifft den Beton unbewehrter Bauteile in Innenräumen oder im Boden ohne Frost.

XC1 bezieht sich auf die korrosionsfördernde Wirkung für den Bewehrungsstahl in trockenen Innenräumen, XC2 in Bauteilen in nicht angreifendem Wasser, XC3 in Feuchträumen wie Hallenbädern und XC4 in direkt beregneten Außenbauteilen. Bauteile in den Expositionsklassen XD und XS sind Chlorideinwirkung durch Streusalz (XD) bzw. Meerwasser (XS) ausgesetzt, und zwar durch Sprühnebel (XD1 / XS1), in ständigem Kontakt mit salzhaltigem Wasser (XD2 / XS2) und wechselndem Kontakt mit Salzlösung und Austrocknung (XD3 / XS3). Weitere Einwirkungen auf den Beton selbst betreffen Bauteile unter Frosteinwirkung (XF1 – XF4) bei mäßiger und hoher Wassersättigung sowie mit und ohne Salzbeaufschlagung. Die Einstufung der Angriffsgrade bei Betonkorrosion durch chemischen Angriff (XA1 – XA3) erfolgt in Anlehnung an die Festlegungen in DIN 4030. In Deutschland gibt es zusätzlich die Expositionsklasse Verschleiß, durch die eine mäßige (XM1), starke (XM2) und sehr starke (XM3) Beanspruchung tragender oder aussteifender Industrieböden geregelt ist.

Die Herstellung eines planmäßigen Widerstands der Betonbauteile ist gleichbedeutend mit ihrer Bemessung bezüglich Dauerhaftigkeit. Diese Bemessung erfolgt in der neuen europäischen Norm in Abhängigkeit von den o.g. verschiedenen Stufen der Expositionsklassen, indem im Wesentlichen drei Anforderungen erfüllt werden (siehe Bild 2). Sie betreffen

- den maximalen Wasserzementwert,
- den Mindestzementgehalt und
- die Mindestdruckfestigkeitsklasse des Betons.

Es ist bereits Aufgabe des Planers, diejenige Expositionsklasse im jeweiligen Bauteil zu berücksichtigen, die den größten Widerstand verlangt in Form des niedrigsten Wasserzementwerts, gepaart mit dem höchsten Mindestzementgehalt und der höchsten Betonfestigkeitsklasse. Dies wird auf Bild 3 durch verschiedene Expositionsklassen an einzelnen Bauteilen dargestellt. Die maßgebende Einwirkung ist schwarz, die übrigen Einwirkungen sind hellblau angegeben. Außerdem hat der Planer die Betondeckung der Bewehrung entsprechend den Expositionsklassen gemäß DIN 1045-1 auszuwählen.

Für X0 bestehen keine Anforderungen an den w/z-Wert und den Mindestzementgehalt, siehe Bild 2. Die Mindestdruckfestigkeitsklasse ist C8/10. Die erste Zahl ist die Mindestzylinderdruckfestigkeit, die zweite die Mindestwürfeldruckfestigkeit im Alter von 28 Tagen.



















Expositionsklassen (Umwelteinwirkungen, „Angriffe“) Exposure classes (environmental effects, „attacks“)				Betontechnische Maßnahmen („Widerstände“) Concrete technology measures („resistances“)		
Klassenbez. class designation	Einwirkung effect	und and	Beanspruchung stress	Max. w/z max. w/c	Min. z min. c	f _{ck} , cube f _{ck} , cube
XO	 kein Angriff no attack		kein Betonangriff no concrete attack	keine Anforderung no requirement	keine Anforderung no requirement	C8/10 C8/10
XC	1 	H ₂ O	trocken dry	0,75	240	C16/20
	2 		ständig nass constantly wet	0,75	240	C16/20
	3 	CO ₂	mäßig feucht moderately moist	0,65	260	C20/25
	4 	Carbonatisierung carbonation	nass / trocken wet / dry	0,60	280	C25/30
XD/ XS	1 	Cl	mäßig feucht moderately moist	0,55	300	C30/37
	2 	H ₂ O	ständig nass constantly wet	0,50	320	C35/45
	3 	Chlorid chloride	nass / trocken wet / dry	0,45	320	C35/45
XF	1 		mäßige Wassers. o. T. moderate water saturation (o.T.)	0,60	280	C25/30
	2 		mäßige Wassers. m. T. moderate water saturation (m.T.)	0,55 + LP	300	C25/30
				0,50	320	C35/45
	3 		hohe Wassers. o. T. high water saturation (o.T.)	0,55 + LP	300	C25/30
				0,50	320	C35/45
	4 	Frost +/- Salz freeze-thaw /+ salt	hohe Wassers. m. T. high water saturation (m.T.)	0,50 + LP	320	C30/37
XA	1 	Säure acid	schwach angreifend weakly corrosive	0,60	280	C25/30
	2 		mäßig angreifend moderately corrosive	0,50	320	C35/45
	3 	Chem. Angriff chemical attack	stark angreifend strongly corrosive	0,45	320	C35/45
XM	1 		mäßiger Verschleiß moderate wear	0,55	300	C30/37
	2 		starker Verschleiß severe wear	0,45	320	C35/45
	3 	Verschleiß wear	sehr starker Verschleiß very severe wear	0,45	320	C35/45

Bild 2: Expositionsklassen (Umwelteinwirkungen, „Angriffe“) und betontechnische Maßnahmen („Widerstände“) (Abkürzungen: m. = mit; o = ohne; T = Tausalz)

Figure 2: Exposure classes (environmental effects, „attacks“) and concrete technology measures („resistances“) (abbreviations: m. = with; o = without; T = de-icing salt)

Three of the exposure classes relate to the durability of the reinforcement in the concrete, and four relate to the durability of the concrete itself. The exposure class X0 relates to the concrete for unreinforced components in interior spaces or in the earth without exposure to frost.

XC1 relates to the corrosion-promoting action for reinforcing steel in dry interior spaces, XC2 in components in non-corrosive water, XC3 in moist spaces like indoor swimming pools and XC4 in external components directly exposed to rain. Components in the XD and XS exposure classes are exposed to the action of chloride through de-icing salt (XD) or seawater (XS), specifically from spray (XD1 / XS1), in continuous contact with salt-containing water (XD2 / XS2) and alternating contact with salt solution and drying out (XD3 / XS3). Further effects on the concrete itself relate to components exposed to freeze-thaw (XF1 – XF4) with moderate and high water saturation and with and without de-icing salt. The grade of attack during concrete corrosion by chemical attack (XA1 – XA3) is classified in accordance with the definitions in DIN 4030. In Germany there is also the wear exposure class which regulates moderate (XM1), strong (XM2) and very strong (XM3)

Tafel 2: Anwendungsregeln für Zemente nach DIN EN 197-1 und DIN 1164
 Table 2: Application rules for cements conforming to DIN EN 197-1 and DIN 1164

✱ gültiger Anwendungsbereich / valid area of application ○ nach DIN 1045-2 nicht anwendbar / cannot be used in accordance with DIN 1045-2		Zemente nach / cements complying with DIN EN 197-1 und / and DIN 1164								
Bauteil / Bauwerk component / structure	Bemessungsrelevante Expositionsklassen exposure classes relevant to the design	CEM I	CEM II				CEM III		CEM IV	CEM V
			S T D A-LL	V ⁵⁾ A-L ⁶⁾ P/Q	B-LL B-L A-M A-W	B-M B-W	A/B	C ²⁾	A/B	A/B
Unbewehrter Beton unreinforced concrete	X0	✱	✱	✱	✱	✱	✱	✱	✱	✱
Frostgeschützte Bauteile (innen oder im Wasser) components protected from frost (interior or in water)	XC1-XC4	✱	✱	✱	✱	○ 1)	✱	○ 1)	○ 1)	○ 1)
Außenbauteile, Wasserbauwerke exterior components, hydraulic engineering structures	XC, XF1, XF3	✱	✱	✱	○	○	✱	○	○	○
Außenbauteile unter Taumittleinwirkung exterior components exposed to de-icing agents	XC, XD, XF2, XF4	✱	✱	○	○	○	✱ 3) 4)	○	○	○
Meeresbauwerke maritime structures	XC, XS, XF2, XF4	✱	✱	○	○	○	✱ 3) 4)	○	○	○
Chemischer Angriff ⁷⁾ chemical attack ⁷⁾	XA	✱	✱	✱	○	○	✱	○	○	○
Verkehrsflächen traffic surfaces	XF4, XM	✱ 9)	✱ 8) 9)		○	○	✱ 3) 4) 8) 9)	○	○	○
Verschleiß ohne Frost wear without frost	XM	✱	✱	✱	○	○	✱	○	○	○

- ¹⁾ Verwendung bei Expositionsklasse XC2 erlaubt
²⁾ Verwendung bei Expositionsklasse XD2 und XS2 erlaubt
³⁾ bei Expositionsklasse XF4: Nur CEM III/A der Festigkeitsklasse $\geq 42,5$ oder $\geq 32,5$ R mit einem Hüttensandanteil ≤ 50 M.-%
⁴⁾ bei Expositionsklasse XF4: CEM III/B darf nur für die folgenden Anwendungsfälle verwendet werden:
 a) Meerwasserbauteile: $w/z \leq 0,45$; Mindestfestigkeitsklasse C35/45 und $\rho \geq 340$ kg/m³
 b) Räumleraufbahnen $w/z \leq 0,35$; Mindestfestigkeitsklasse C40/50 und $\rho \geq 360$ kg/m³; Beachtung von DIN 19569
 Auf Luftporen kann in beiden Fällen verzichtet werden.
⁵⁾ CEM II/B – V für Verwendung bei Expositionsklasse XF3 nicht erlaubt
⁶⁾ Verwendung bei Expositionsklasse XF1 und XF3 nicht erlaubt
⁷⁾ Bei chemischem Angriff durch Sulfat (ausgenommen bei Meerwasser) muss oberhalb der Expositionsklasse XA1 Zement mit hohem Sulfatwiderstand (HS-Zement) verwendet werden. Zur Herstellung von sulfatwiderstandsfähigem Beton darf bei einem Sulfatgehalt des angreifenden Wassers von $SO_4^{2-} \leq 1500$ mg/l anstelle von HS-Zement eine Mischung aus Zement und Flugasche verwendet werden.
⁸⁾ Für Betonfahrbahndecken nach ZTV Beton-StB in Abstimmung mit dem Auftraggeber (Hochofenzement nur CEM III/A mindestens der Festigkeitsklasse 42,5)
⁹⁾ Für Betonfahrbahndecken nach ZTV Beton-StB Gesamtalkaligehalt Na_2O -Äquivalent $\leq 1,0$ M.-%

- ¹⁾ Use for exposure class XC2 permitted
²⁾ Use for exposure classes XD2 and XS2 permitted
³⁾ For exposure class XF4: only CEM III/A of the strength classes $\geq 42,5$ or $\geq 32,5$ R containing ≤ 50 % by mass blastfurnace slag
⁴⁾ For exposure class XF4: CEM III/B may only be used for the following applications:
 a) Sea water components: $w/c \leq 0,45$; minimum strength class C35/45 and $\rho \geq 340$ kg/m³
 b) Track for rotating scraper bridge, $w/c \leq 0,35$; minimum strength class C40/50 and $\rho \geq 360$ kg/m³; note DIN 19569
 Air voids can be dispensed with in both cases.
⁵⁾ CEM III/B-V not permitted for use with exposure class XF3
⁶⁾ Use not permitted for exposure classes XF1 and XF3
⁷⁾ For chemical attack by sulfate (except in sea water) highly sulfate resisting cement must be used above exposure class XA 1. A mixture of cement and fly ash may be used instead of highly sulfate resisting cement for producing sulfate resisting concrete where the corrosive water has a sulfate content of $SO_4^{2-} \leq 1500$ mg/l
⁸⁾ For concrete carriageway surfaces complying with ZTV Beton-StB with the agreement of the client (only CEM III/A blastfurnace cement at least of 42,5 strength class)
⁹⁾ For concrete carriageway surfaces complying with ZTV Beton-StB, total alkali content Na_2O -equivalent ≤ 1.0 % by mass

zeigt, dass Einschränkungen in der Verwendbarkeit der Zemente besonders für Kompositzemente CEM V, Puzzolanzemente CEM IV sowie für Hochofenzemente CEM III-C bestehen. Das Gleiche gilt für fast alle bislang nicht genormten CEM II-M-Zemente. Die Einschränkungen betreffen besonders die Verwendung für frostbeanspruchte sowie chloridbeaufschlagte Bauteile. Für Portlandkompositzemente CEM II-M mit drei Hauptbestandteilen konnten für bestimmte Kombinationen der Hauptbestandteile erweiterte Anwendungsmöglichkeiten festgelegt werden (Tafel 3). Betroffen sind Zemente mit Hauptbestandteilen, die bereits in DIN 1164 genormt waren. Dies sind Kalksteinmehl unter 20 M.-%, Hüttensand, Silicastaub, gebrannter Schiefer, kieseläurereiche Flugaschen und natürliche Puzzolane als zweiter bzw. dritter Hauptbestandteil. Für Komposit- und Puzzolanzemente mit Trass nach DIN 51043 als Hauptbestandteil wurden die bislang in bauaufsichtlichen Zulassungen festgelegten Anwendungsbereiche in die Norm übernommen.

used. The minimum cement content required in DIN 1045-2 shall only be reduced to the specified lower values if CEM I Portland cements, CEM II/S, CEM II/T and CEM II/A-L Portland composite cements or CEM III/A or CEM III/B blastfurnace cements are used. For the CEM III/B blastfurnace cements this only applies for a proven blastfurnace slag content of up to 70 % by mass.

The rules for calculating the allowance to be made for fly ash and silica fume in the effective water/cement ratio apply regardless of the type of cement used. With simultaneous use of fly ash and silica fume as concrete additions the maximum quantity of fly ash permissible in the concrete composition for Portland composite (CEM II) and blastfurnace cements (CEM III) must, according to DIN 1045-2, be more severely limited than in Portland cements (CEM I). Simultaneous use of fly ash and silica fume is not permissible in Portland composite cements containing fly ash (CEM II/V or CEM II/SV), in Portland pozzolanic cements (CEM II/P) or in blastfurnace cements (CEM III/B).

Tafel 3: Anwendungsregeln für CEM II-, CEM IV- und CEM V-Zemente mit bis zu drei Hauptbestandteilen nach DIN EN 197-1

Table 3: Application rules for CEM II, CEM IV and CEM V cements with up to three main constituents complying with DIN EN 197-1

* gültiger Anwendungsbereich / valid area of application ○ nach DIN 1045-2 nicht anwendbar / cannot be used in accordance with DIN 1045-2		Zemente nach / cements complying with DIN EN 197-1 und / and DIN 1164									
		CEM II-M								CEM IV	CEM V
Bauteil / Bauwerk component / structure	Bemessungsrelevante Expositionsklassen exposure classes relevant to the design	A	S-D S-T S-LL D-T D-LL T-LL	A	S-P S-V D-P D-V P-V P-T P-LL V-T V-LL	B	S-V D-V P-V V-T	B	S-LL D-LL P-LL V-LL T-LL	B-P ⁵⁾	A/B -(S-P) ⁶⁾
		B	S-D S-T D-T	B	S-P D-P P-T						
Unbewehrter Beton unreinforced concrete	X0	✖		✖		✖		✖		✖	
Frostgeschützte Bauteile (innen oder im Wasser) components protected from frost (interior or in water)	XC1-XC4	✖		✖		✖		✖		✖	
Außenbauteile, Wasserbauwerke exterior components, hydraulic engineering structures	XC, XF1, XF3	✖		✖		○ ¹⁾		○		✖	
Außenbauteile mit Taumittleinwirkung exterior components exposed to de-icing agents	XC, XD, XF2, XF4	✖		○		○		○		○	
Meeresbauwerke maritime structures	XC, XS, XF2, XF4	✖		✖		○		○		○	
Chemischer Angriff ²⁾ chemical attack ²⁾	XA	✖		✖		✖		○		✖	
Verkehrsflächen traffic surfaces	XF4, XM	✖ ³⁾		○		○		○		○	
Verschleiß ohne Frost wear without frost	XM	✖		✖		✖		○		○ ⁴⁾	

¹⁾ Verwendung bei Expositionsklasse XF1 erlaubt²⁾ Bei chemischem Angriff durch Sulfat (ausgenommen bei Meerwasser) muss oberhalb der Expositionsklasse XA1-Zement mit hohem Sulfatwiderstand (HS-Zement) verwendet werden. Zur Herstellung von sulfatwiderstandsfähigem Beton darf bei einem Sulfatgehalt des angreifenden Wassers von $SO_4^{2-} \leq 1500 \text{ mg/l}$ anstelle von HS-Zement eine Mischung aus Zement und Flugasche verwendet werden.³⁾ Für Betonfahrbahndecken nach ZTV Beton-StB nicht erlaubt⁴⁾ Verwendung bei Expositionsklasse XM1 erlaubt⁵⁾ gilt nur für Trass nach DIN 51043 als Hauptbestandteil bis maximal 40 % (Massenanteil).⁶⁾ gilt nur für Trass nach DIN 51043 als Hauptbestandteil.¹⁾ Use for exposure class XF 1 permitted²⁾ For chemical attack by sulfate (except in sea water) highly sulfate resisting cement must be used above exposure class XA1. A mixture of cement and fly ash may be used instead of highly sulfate resisting cement for producing sulfate resisting concrete where the corrosive water has a sulfate content of $SO_4^{2-} \leq 1500 \text{ mg/l}$ ³⁾ Not permitted for concrete carriageway surfaces complying with ZTV Beton-StB⁴⁾ Use for exposure class XM 1 permitted⁵⁾ Only applies for trass complying with DIN 51043 as a main constituent up to a maximum of 40 % by mass⁶⁾ Only applies for trass complying with DIN 51043 as a main constituent.

4.3 Nachbehandlung

Anforderungen an die Ausführung von Tragwerken aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton werden zukünftig in DIN 1045-3 festgelegt. Geregelt werden z.B. Anforderungen an die Dokumentation der Ausführung, an Gerüste und Schalungen, Bewehren, Vorspannen, Betonieren, Bauen mit Fertigteilen sowie an Toleranzen und Überwachung. Als Schutz des frisch eingebauten Betons vor Austrocknung, Gefrieren usw. stellt eine ausreichende Nachbehandlung eine unverzichtbare Maßnahme dar, um die planmäßige Dauerhaftigkeit eines Bauteils zu erreichen. Mit DIN 1045-3 wird u.a. die frühere DAfStb-„Richtlinie zur Nachbehandlung von Beton“ durch eine europäische Regelung abgelöst. Das Prinzip des europäischen Entwurfs basiert darauf, dass mindestens so lange nachbehandelt werden muss, bis im Bauteil 50 % der charakteristischen Festigkeit f_{tk} erreicht sind.

Zur Planung und Festlegung der erforderlichen Nachbehandlungsdauer auf der Baustelle wird vom Betonhersteller eine Angabe zur Festigkeitsentwicklung des jeweiligen Betons verlangt. Die Angabe basiert auf dem Verhältnis der mittleren 2-Tage- zur 28-

4.2 Application rules for cements complying with DIN EN 197-1 and DIN 1164

In general, all cements complying with DIN EN 197-1 and DIN 1164 are suitable for producing concrete complying with DIN EN 206-1 and the German application rules DIN 1045-2. However, it is necessary under some circumstances and depending on the area of application to pay attention to differences caused by the type of cement with respect to the durability of the concretes produced with these cements. These regulations are given in DIN 1045-2 as a function of the exposure classes to which a component is assigned. Due to the high basic capabilities of all the types of cements so far standardized in DIN 1164 hardly any restrictions had to be made for these cements in practical building application. The few restrictions relate only to concretes which are exposed to freeze-thaw attack with de-icing agents. EN 197, which now applies throughout Europe, contains 27 different types of cement compared with the 12 types of cement in the old DIN 1164. The expansion relates almost entirely to Portland composite cements with higher pro-

Tafel 4: Mindestdauer der Nachbehandlung von Beton nach DIN 1045-3 für alle Expositionsklassen mit Ausnahme von X0 und X1

Table 4: Minimum curing time for concrete complying with DIN 1045-3 for all exposure classes with the exception of X0 and X1

Festigkeitsentwicklung des Betons ¹⁾ Strength development of the concrete ¹⁾	schnell rapid	mittel average	langsam slow	sehr langsam very slow
$r = f_{cm2}/f_{cm28}^{2)}$	$r \geq 0,50$	$r \geq 0,30$	$r \geq 0,15$	$r \leq 0,15$
Oberflächentemperatur surface temperature ϑ in °C	Mindestdauer der Nachbehandlung in Tagen ³⁾ minimum curing time in days ³⁾			
$\vartheta \geq 25$	1	2	2	3
$25 > \vartheta \geq 15$	1	2	4	5
$15 > \vartheta \geq 10$	2	4	7	10
$10 > \vartheta \geq 5^{4)}$	3	6	10	15

¹⁾ Die Festigkeitsentwicklung beschreibt das Verhältnis der Mittelwerte der Druckfestigkeit nach 2 und 28 Tagen (nach DIN 1048-5, aus Eignungsprüfung der Betone vergleichbarer Zusammensetzung).

²⁾ Lineare Interpolation zwischen den r -Werten ist zulässig.

³⁾ Zu verlängern um die Zeit, die die Verarbeitbarkeit um 5 Std. überschreitet.

⁴⁾ Bei Temperaturen unter 5 °C ist die Dauer um die Zeit zu verlängern, in der die Temperatur Werte unter 5 °C aufweist.

¹⁾ The strength development describes the ratio of the average values of the compressive strengths after 2 and 28 days (in accordance with DIN 1048-5, from compliance testing of concretes of comparable composition).

²⁾ Linear interpolation between the r values is permissible.

³⁾ To be extended by the time by which the workability exceeds 5 hours

⁴⁾ For temperatures below 5 °C the time must be extended by the time for which the temperature is less than 5 °C.

Tage Druckfestigkeit bei 20 °C und führt zu einer Einteilung in die Bereiche schnelle, mittlere, langsame und sehr langsame Festigkeitsentwicklung. Die Mindestdauer der Nachbehandlung, die nach DIN 1045-3 vorgeschrieben wird, orientiert sich an diesen Bereichen der Festigkeitsentwicklung. In Tafel 4 ist die Mindestdauer der Nachbehandlung in Abhängigkeit von der Festigkeitsentwicklung des Betons und der Oberflächentemperatur zusammengestellt. Die Festigkeitsentwicklung bzw. die daraus abgeleitete erforderliche Nachbehandlungsdauer wird damit auch zu einem Merkmal der Sortenkennzeichnung von Transportbeton. Im Einzelfall erlaubt DIN 1045-3 ausdrücklich auch den genauen Nachweis der Festigkeitsentwicklung. Dies wird in der Regel dann angewandt, wenn durch die Bauweise bzw. den Bautakt eine Unterschreitung der Vorgaben zur Mindestnachbehandlungsdauer notwendig bzw. sinnvoll ist.

5 Zusammenfassung

- Die neue deutsche Betonnorm DIN 1045 besteht aus vier Teilen
 - Bemessung und Konstruktion (DIN 1045-1),
 - Beton (DIN EN 206 + DIN 1045-2),
 - Bauausführung (DIN 1045-3),
 - Überwachung von Betonfertigteilen (DIN 1045-4).
- Zur Förderung der Dauerhaftigkeit werden die verschiedenen Normteile so mit Verweisen versehen, dass die Schnittstellen zwischen Konstruktion, Baustoffen und Bauausführung überbrückt werden.
- Die Bemessung bezüglich der Dauerhaftigkeit hat den gleichen Rang erhalten wie die Bemessung bezüglich der Tragfähigkeit.
- Das in der Norm enthaltene Konzept für die Dauerhaftigkeitsbemessung ist deskriptiv. Die Einwirkungen werden durch sieben Expositionsklassen definiert, die jeweils bis zu vier Intensitätsstufen aufweisen. Einwirkungen auf den Beton und auf den Bewehrungsstahl werden gesondert betrachtet.
- Die Dauerhaftigkeit des Betons wird im Wesentlichen durch die Kriterien maximaler Wasserzementwert, Mindestzementgehalt und Mindestdruckfestigkeitsklasse beschrieben.
- Die neue Zementnorm DIN EN 197 enthält Zementarten, für deren Dauerhaftigkeit im Beton bisher in Deutschland noch keine Erfahrungen vorliegen. Deshalb war es erforderlich, in DIN 1045-2 Anwendungsregeln für Zemente anzugeben.

portions of pozzolanic or inert main constituents, or to pozzolanic and composite cements with lower proportions of clinker. EN 197 therefore contains a number of types of cement for which there is no experience in Germany with respect to the durability of the concretes produced with them. In these cases it was therefore necessary to specify new application rules.

Table 2 shows the German application rules for the entire range of the 27 types of cement in EN 197 for the usual components and structures used in building construction and civil engineering. The rules used to apply for the cements already standardized in the previous standard DIN 1164 have been updated. Table 2 shows that there are restrictions on the usability of the cements, especially for composite cements CEM V, pozzolanic cements CEM IV and blastfurnace cements CEM III-C. The same applies to almost all the CEM II-M cements which were not previously covered by the standards. The restrictions relate in particular to use for components exposed to freeze-thaw and chloride attack. For CEM II-M Portland composite cements with three main components it was possible to specify extended possible applications for certain combinations of the main constituents (Table 3). This affects cements with main constituents which were already standardized in DIN 1164. These are limestone meal below 20 % by mass, granulated blastfurnace slag, silica fume, burnt shale, siliceous fly ash and natural pozzolans as the second or third main constituents. For composite and pozzolanic cements with trass complying with DIN 51043 as a main constituent the areas of application previously specified in building inspectorate approvals have been adopted in the standard.

4.3 Curing

Specifications for the construction of load-bearing structures made of concrete, reinforced concrete and prestressed concrete will in future be laid down in DIN 1045-3. The regulations will, for example, cover specifications for documentation of the construction, for scaffolding and formwork, reinforcement, prestressing, concreting, building with precast elements and for tolerances and monitoring. Adequate curing is an essential measure for achieving the planned durability of a component by protecting the freshly placed concrete from drying out, freezing etc. DIN 1045-3 will, among other things, replace the earlier DAfStB "Guidelines for curing of concrete" by a European regulation. The basic principle of the European draft is that curing must be at least long enough for the component to reach 50 % of its characteristic strength f_{ck} .

The concrete producer is required to provide information on the strength development of the particular concrete for planning and specifying the necessary length of curing on the building site. The information is based on the ratio of the average 2 day to 28 day compressive strengths at 20 °C, and leads to classification into the ranges of rapid, average, slow and very slow strength development. The minimum duration of curing which is specified in DIN 1045-3 is directed towards these ranges of strength development. The minimum curing time is listed in Table 4 as a function of the strength development of the concrete and of the surface temperature. The strength development and the requisite curing time derived from it therefore also become characteristics of the type designation of ready-mixed concretes. In individual cases DIN 1045-3 also expressly permits accurate verification of the strength development. As a rule this is applied if, due to the mode of construction or the construction completion cycle, it is necessary or logical to use values lower than those specified for the minimum curing time.

5 Summary

- The new concrete standard DIN 1045 consists of four parts
 - Design (DIN 1045-1)
 - Concrete (DIN EN 206 + DIN 1045-2)
 - Execution (DIN 1045-3)
 - Conformity control of precast concrete elements (DIN 1045-4)
- To improve the durability the different parts of the standard contain references for bridging the interfaces between design, building materials and execution of the construction work.
- The design relating to durability has been given the same status as the design relating to loadbearing capacity.

- Anwendungseinschränkungen für Zemente betreffen vor allem Kompositzemente CEM V, Puzzolanzemente CEM IV, Hochofenzemente CEM III-C sowie bislang nicht genormte CEM II-M-Zemente – und zwar in der Regel bezüglich frostbeanspruchter und chloridbeaufschlagter Bauteile.
- Durch eine neue Nachbehandlungsregelung in DIN 1045-3 soll bewirkt werden, dass die in der Betonzusammensetzung angelegten Eigenschaften auch im oberflächennahen Bereich der Bauteile erreicht werden.

Literatur / Literature

- [1] DIN 1045-1 (2001): Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Bemessung und Konstruktion
- [2] DIN EN 206-1 (2000): Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität
- [3] DIN 1045-2 (2001): Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Deutsche Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1 Beton
- [4] DIN 1045-3 (2001): Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Bauausführung
- [5] DIN 1045-4 (2001): Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Ergänzende Regeln für die Herstellung und Überwachung von Fertigteilen

- The strategy for durability-related design in the standard is a descriptive one. The effects are defined by 7 exposure classes which are each sub-divided into up to 4 stages of intensity. The effects on the concrete and on the reinforcing steel are evaluated separately.
- The durability of the concrete is essentially described by the following criteria: maximum water/cement ratio, minimum cement content and minimum compressive strength class.
- The new cement standard DIN EN 197 covers types of cement for which no practical experience exists in Germany as yet regarding their durability in concrete. It was therefore necessary to specify application rules for cements in DIN 1045-2.
- Application restrictions for cements refer mainly to CEM V composite cements, CEM IV pozzolanic cements, CEM III-C blastfurnace cements and CEM II-M cements not previously covered by the standards. These restrictions refer usually to structures exposed to freeze-thaw or chloride.
- A new curing regulation in DIN 1045-3 should ensure that the properties obtained through the concrete mix design are also achieved in the parts of the component close to the surface.

Beton als kreislaufgerechter Baustoff

Concrete as a recycable building material

Übersicht

Die Wiederverwendbarkeit der Baustoffe ist ein Beitrag auf dem Weg zu einer nachhaltigen Entwicklung im Bauwesen. Daher wurden die Möglichkeiten der Verwendung aufbereiteter mineralischer Baustoffe als Gesteinskörnung zur Herstellung von Beton und Mauermörtel im Bereich des Hochbaus untersucht. Im Mittelpunkt der Untersuchungen zum Baustoffrecycling stand der Beton als bedeutender und weit verbreiteter Konstruktionswerkstoff. Die Recyclingfähigkeit von Altbeton zur Herstellung von neuem Beton ist schon häufiger behandelt worden. Für die Praxis von Interesse ist jedoch auch, den Beton nicht isoliert, sondern im Verbund mit einigen heute üblicherweise eingesetzten tragenden Mauerwerkbaustoffen zu betrachten. Zur Ableitung maximal möglicher Einsatzmengen der unterschiedlich zusammengesetzten, sog. rezyklierten Gesteinskörnungen wurden Betone und Mörtel untersucht. Dabei wurde diejenige Eigenschaft ermittelt, die eine Wiederverwendung jeweils am stärksten einschränkt. Sie wurde als „Leitgröße“ definiert. Bei der Verwendung mineralischer Baustoffgemische als Gesteinskörnung für Beton erwies sich der statische E-Modul des Betons als „Leitgröße“. Im Hinblick auf die Verwendung von Brechsanden zur Herstellung von Mauermörteln stellte sich die Feuchtedehnung (Schwinden) als sog. Leitgröße heraus. Die gewonnenen Erkenntnisse wurden dazu genutzt, Bauweisen mit Beton in Kombination mit anderen mineralischen Baustoffen im Hinblick auf ihre Kreislauffähigkeit zu untersuchen und zu beurteilen. Dabei konnte u.a. auch festgestellt werden, dass Beton grundsätzlich auch mehrfach ohne wesentliche Qualitätsverluste wiederverwendet werden kann.

Abstract

The re-usability of building materials is one step along the path to sustainable development in building. The options for using processed mineral building materials as aggregate for producing concrete and masonry mortar in building construction were therefore examined. The investigations into the recycling of building materials focused on concrete as being an important and widely used construction material. The recyclability of old concrete for producing new concrete has already been discussed a number of times. For practical purposes, however, it is also of interest to consider concrete, not in isolation, but in conjunction with some of the load-bearing masonry building materials normally used nowadays. Concretes and mortars were investigated in order to derive the maximum possible usable quantities of the recycled aggregates of differing compositions. The property was established which represents the greatest restriction to re-use. It was defined as the “command variable”. The static modulus of elasticity of the concrete proved to be the “command variable” when using mineral building material mixtures as concrete aggregate. When crusher sand is used for producing masonry mortar the command variable turned out to be the shrinkage. The results obtained were used to investigate and assess methods of construction with concrete in combination with other mineral building materials with regard to recyclability. Among other things, it was also established that concrete can be re-used several times without essential loss of quality.

1 Einleitung

Der Begriff „Nachhaltigkeit“ prägt die wissenschaftliche und politische Diskussion seit einigen Jahren wie kaum ein anderer. In einer Vielzahl von Veröffentlichungen, die sich mit dem Leitbild einer „nachhaltig zukunftsverträglichen Entwicklung (= sustainable development)“ beschäftigen, werden als Ausgangspunkt für diese Diskussion stets der Bericht „Our Common Future“ der Brundtland-Kommission der Vereinten Nationen aus dem Jahr 1987 [1] sowie die Konferenz der Vereinten Nationen für Umwelt und Entwicklung (UNCED) in Rio de Janeiro im Jahre 1992 und die dort verabschiedete „Agenda 21“ herangezogen.

Nach der Definition des Berichtes der Brundtland-Kommission ist eine Entwicklung nachhaltig, wenn sie „die Bedürfnisse der Gegenwart befriedigt, ohne zu riskieren, dass künftige Generationen ihre eigenen Bedürfnisse nicht mehr befriedigen können“. Auf der Konferenz in Rio haben sich 178 Staaten zu diesem Leitbild bekannt. Verfolgt man die Auseinandersetzung mit dem Konzept der nachhaltigen Entwicklung, so ist festzustellen, dass zwar einerseits ein breiter gesellschaftlicher Konsens im Hinblick auf das genannte Leitbild zu bestehen scheint, andererseits aber eine, je nach Sichtweise, z.T. sehr unterschiedliche Gewichtung der drei „Grundpfeiler“ Ökonomie, Ökologie und Soziales vorgenommen wird. Auch die Fragen, ob es sich bei diesem Konzept um eine moralische Orientierung oder ein strategisches Prinzip handelt und

1 Introduction

For some years the term “sustainability” has had a greater influence on scientific and political discussions than almost any other. In the numerous publications which deal with the vision for “sustainable development” these discussions always start from the report “Our Common Future” from the United Nations Brundtland Commission of 1987 [1] and from the United Nations Conference on Environment and Development (UNCED) in Rio de Janeiro in 1992 and the “Agenda 21” adopted there.

According to the definition in the Brundtland Commission report a development is sustainable if it “satisfies present needs without entailing the risk that future generations will no longer be able to satisfy their own needs”. 178 countries declared their faith in this vision at the conference in Rio. If the debate over the concept of sustainable development is followed it will be found that there appears to be a wide social consensus with respect to the vision mentioned, but that very different weightings are given to the three “cornerstones”, namely economy, ecology and social needs, depending on the point of view. The questions as to whether this concept deals with a moralistic orientation or a strategic principle and the extent to which the concept can be implemented are also largely still unanswered [2, 3].

The Commission of Enquiry by the German government entitled “Protection of mankind and the environment – aims and

inwieweit sich das Konzept operationalisieren lässt, sind weitgehend offen [2, 3].

Die Enquete-Kommission des Deutschen Bundestages „Schutz des Menschen und der Umwelt – Ziele und Rahmenbedingungen einer nachhaltig zukunftsverträglichen Entwicklung“ hat sich mit diesen Fragen beschäftigt und die Orientierung der Stoffströme an den Zielen der Ressourcenschonung als eine ökologische Zieldimension für den Bereich „Bauen und Wohnen“ formuliert. Die Verwendung sekundärer Rohstoffe zur Herstellung neuer Baustoffe, sei es in Form mineralischer Bauabfälle oder als Abfälle bzw. Nebenprodukte aus anderen Industriebereichen, folgt dieser Zielgröße.

2 Ziel und Umfang der Untersuchungen

Anhand von Literaturdaten und eigenen Versuchen sollten die Möglichkeiten der Verwendung rezyklierter Gesteinskörnungen aus Beton und mineralischen Baustoffgemischen zur Herstellung von neuem Beton aufgezeigt und die Verwendung sekundärer Rohstoffe aus anderen Industriebereichen im Hinblick auf den Erhalt der Kreislauffähigkeit des Baustoffs Beton kritisch hinterfragt werden. Dabei wurde auch der Frage des Mehrfachrecyclings von Beton nachgegangen. Für die bei der Aufbereitung von Beton und Mauerwerkbaustoffen anfallenden Brechsande, die nicht oder nur bedingt im Kreislauf „Beton“ gehalten bzw. verwertet werden können, wurde der Einsatz als Gesteinskörnung zur Herstellung von Mauerwerk als alternative Verwertungsmöglichkeit betrachtet. Hierzu wurden ebenfalls Literaturdaten und eigene Versuche herangezogen. Die gewonnenen Erkenntnisse wurden dazu genutzt, Bauweisen mit Beton in Kombination mit anderen mineralischen Baustoffen im Hinblick auf ihre Kreislauffähigkeit zu untersuchen und zu beurteilen.

Nachfolgend werden einige der erzielten Ergebnisse dargestellt. Die im Institut für Bauforschung der RWTH Aachen durchgeführten Versuche wurden aus Mitteln des Bundesministers für Bildung, Wissenschaft, Forschung und Technologie (bmb+f) im Rahmen des Forschungsvorhabens „Baustoffkreislauf im Massivbau (BiM)“ finanziert. Eine ausführliche Diskussion aller Untersuchungsergebnisse und der darüber hinaus gehenden gesamtökologischen Betrachtungen erfolgt in der Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton [4].

3 Versuchsdurchführung

3.1 Herstellung und Prüfung der rezyklierten Gesteinskörnungen

Zur gezielten Untersuchung verschiedener Gesteinskörnungseigenschaften, ihrer Zusammenhänge und deren Einfluss auf die Eigenschaften von Beton wurden Gesteinskörnungsgemische definierter Zusammensetzung hergestellt. Als Ausgangsstoffe wurden Betonbruch (BB), zwei Sorten Ziegelbruch mit unterschiedlicher Rohdichte (ZB1, ZB2) sowie Kalksandsteinbruch (KSB) verwendet. Insgesamt lagen die Kornrohdsichten zwischen rd. $1,6 \text{ kg/dm}^3$ und rd. $2,4 \text{ kg/dm}^3$. Die Herstellung der Ausgangsmaterialien erfolgte durch Zerkleinerung in Backenbrecher und Prallmühle in der in [5] beschriebenen Baustoffaufbereitungsanlage. Die Kornrohdsichte und die Wasseraufnahme der rezyklierten Gesteinskörnungen wurde gemäß [6] bestimmt. Danach wird die Kornrohdsichte im Anschluss an die Prüfung der Wasseraufnahme nach 24 h mit dem Pycnometerverfahren am mattfeuchten Material ermittelt. Die Schüttdichte, der Druckwert D und die Kornform wurden nach DIN 4226-3:1983-04 bestimmt. Zur Ermittlung des Zementsteinanteils des aus Laborbetonen bekannter Zusammensetzung hergestellten Betonsplitts in Abschnitt 4.3 wurden die Parameter SiO_2 , CaO sowie Salzsäureunlösliches (UR) aus der chemischen Zusammensetzung der rezyklierten Gesteinskörnungen und der verwendeten Ausgangsstoffe Zement und Rheinkiesand herangezogen. Eine ausführliche Beschreibung der Vorgehensweise enthält [4].

3.2 Herstellung und Prüfung von Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen

Die Herstellung aller Betone erfolgte in einem Zwangsmischer mit einem Nenninhalt von 120 l. Zur Herstellung der Betone mit rezyklierten Gesteinskörnungen wurde die zuvor

framework conditions for sustainable development“ has dealt with these questions and has taken orientation of the flow of material towards the objectives of conservation of resources as an ecological target for the “Building and Housing” sector. The use of secondary raw materials for producing new building materials, whether in the form of mineral building waste or as wastes or secondary products from other sectors of industry, complies with this objective.

2 The aim and scope of the investigations

The intention was to make use of literature data and in-house investigations to point out possible ways of using recycled aggregates made from concrete and mixtures of mineral building materials for producing new concrete, and to carry out a critical examination of the use of secondary raw materials from other sectors of industry with respect to maintaining the recyclability of concrete as a building material. The question of repeated recycling of concrete was also examined. Little or none of the crusher sand produced during the processing of concrete and masonry building materials can be kept or utilized in the “concrete” cycle. The use of crusher sand as aggregate for producing masonry mortars was therefore examined as a possible alternative method of utilization, again based on literature data and in-house investigations. The findings obtained were used to investigate and assess methods of construction with concrete in combination with other mineral building materials with respect to their recyclability.

Some of the results obtained are described below. The tests carried out in the Institute of Building Materials Research at Aachen University of Technology were financed from funds provided by the Federal Ministry for Education, Science, Research and Technology as part of the research project entitled “Recycling of Mineral Building Materials”. There is a thorough discussion of all the results of the investigation and the overall ecological considerations which go beyond them in the series of papers published by the German Committee for Reinforced Concrete [4].

3 Test procedure

3.1 Production and testing of recycled aggregates

Mixtures of aggregates of defined composition were produced for the carefully controlled investigation of various aggregate properties, their relationships and their influence on the properties of concrete. Crushed concrete (BB), two types of crushed clay brick with different bulk densities (ZB1, ZB2) and crushed sand-lime bricks (KSB) were used as the starting materials. As a whole the apparent densities lay between about 1.6 kg/dm^3 and about 2.4 kg/dm^3 . The starting materials were produced by comminution in jaw crushers and impact mills in the recycling plant described in [5]. The apparent density and the water absorption of the recycled aggregates were determined as described in [6]. The bulk density was determined by the pycnometer method on surface-moist material at the conclusion of the test for water absorption after 24 h. The bulk density, the grains strength D and the particle shape were determined in accordance with DIN 4226-3:1983-04. The parameters SiO_2 , CaO and the acid-insolubles of the recycled aggregates and the original cement and the Rhine sand and Rhine gravel were employed for determining the proportion of hardened cement paste in the concrete chippings produced from laboratory concretes of known composition in Section 4.3. A detailed description of the procedure is given in [4].

3.2 Production and testing of concrete made with recycled aggregates

All the concretes were produced in a mechanical mixer with a nominal capacity of 120 l. The previously kiln-dried aggregates (natural sand and recycled aggregate) were first pre-wetted to produce concretes made with recycled aggregates. As a rule the quantity of water used was the quantity absorbed within 10 minutes by the aggregate dried at 105°C plus 20 % of the mixing water. For the mixes in which the aggregate > 2 mm consisted entirely, or about 50 vol.%, of crushed clay bricks, the quantity of water used was the quantity absorbed by the aggregate within 30 minutes. The aggregates remained in the covered mixer for 10 minutes after which the cement and the rest of the water were added. Where necessary the mixes

ofengetrocknete Gesteinskörnung (Natursand und rezyklierte Gesteinskörnung) zunächst vorgegast. Dazu wurde i.d.R. die Wassermenge, die die bei 105 °C getrocknete Gesteinskörnung innerhalb von 10 Minuten aufnahm, sowie 20 % der Zugabewassermenge verwendet. Bei den Mischungen, in denen die Gesteinskörnung > 2 mm ganz oder zu rd. 50 Vol.-% aus Ziegelbruch bestand, wurde die Wassermenge eingesetzt, die die Gesteinskörnung innerhalb von 30 Minuten aufnahm. Danach blieb die Gesteinskörnung 10 Minuten im abgedeckten Mischer. Anschließend wurden Zement und die Restwassermenge zugegeben. Die Mischungen wurden – falls notwendig – mit einem Fließmittel auf die Konsistenz KR (Zielgröße: a_{10} = 450 mm bis 490 mm) eingestellt. Gesteinskörnung, Zement und Wasser wurden zunächst 1 Minute gemischt. Nach einer Standzeit von 5 Minuten wurde Fließmittel zudosiert und 1,5 Minuten fertiggemischt. Dabei wurde innerhalb der ersten Minute, wenn notwendig, durch weitere Fließmittelzugabe die Konsistenz korrigiert. Die zusätzlichen „Saugwassermengen“ wurden in der Stoffraumrechnung jeweils gewichtsmäßig, nicht aber volumenmäßig berücksichtigt. Es wurde also davon ausgegangen, dass die Gesteinskörnung diese Wassermenge vollständig aufnimmt.

Die Druck- und die Spaltzugfestigkeit sowie der statische E-Modul des Betons wurden gemäß DIN 1048-5 bestimmt. Das Kriechmaß, das Schwindmaß und die Carbonatisierungstiefe der Betone wurden nach den in [7] beschriebenen Verfahren ermittelt. Rechnerische Endwerte wurden mit dem Hyperbelansatz von Ross abgeleitet. Der Frostwiderstand des Betons wurde nach dem Würfelverfahren [7] sowie mit dem CF- bzw. CIF-Test [8, 9] geprüft. Der Widerstand des Betons gegenüber eindringenden Chloriden wurde mit Hilfe eines Schnellverfahrens (Migrationstest) ermittelt. Das Grundprinzip des Schnellverfahrens [10] basiert auf der Beschleunigung des Ionentransports durch das Anlegen einer elektrischen Spannung. Bei dieser Versuchsanordnung ist der Ionentransport über das elektrische Feld maßgebend und es ergibt sich ein scharfes Chloridprofil, aus dem ein sog. Migrationskoeffizient D_{CLM} abgeleitet wird. Eine genaue Beschreibung der Versuchsdurchführung und -auswertung enthält z.B. [11]. Die Feststellung der Porenradialverteilung erfolgte mit Hilfe der Quecksilberdruckporosimetrie mit dem Hg-Porosimeter Autopore 9220 der Firma Micromeritics. Es wurden Intrusionskurven im Druckbereich von 0,005 MPa bis 400 MPa aufgezeichnet. Dies entspricht einem Radialbereich von 150 µm bis 1,8 nm. Die Wasseraufnahme bei einem Druck von 15 MPa (W_{15}) wurde gemäß DIN 52 103 bestimmt. Dieser Wert ist ein Maß für die gesamte offene Porosität.

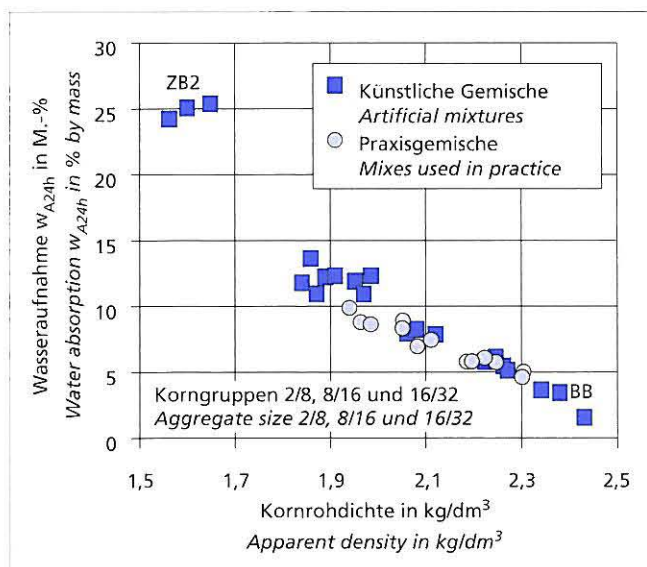


Bild 1: Zusammenhang zwischen der Wasseraufnahme nach 24 h unter Atmosphärendruck und der Kornrohddichte von Praxisgemischen und künstlich hergestellten rezyklierten Gesteinskörnungen
Figure 1: Relationship between water absorption after 24 h under atmospheric pressure and the apparent density of mixes used in practice and of artificially produced recycled aggregates

were adjusted to the KR consistency (target value: a_{10} = 450 mm to 490 mm) with a superplasticizer. The aggregates, cement and water were first mixed for 1 minute. After a standing time of 5 minutes the superplasticizer was added and the final mixing was carried out for 1.5 minutes. Where necessary the consistency was corrected within the first minute by further addition of superplasticizer. In each case the weight, but not the volume, of the additional quantity of "absorption water" was taken into account when calculating the material volume. It was therefore assumed that the aggregate fully absorbs this quantity of water.

The compressive strength and the splitting tensile strength tests as well as the static modulus of elasticity of the concrete were determined in accordance with DIN 1048-5. The creep, the shrinkage and the depth of carbonation of the concretes were determined by the methods described in [7]. Theoretical ultimate values were derived using the Ross hyperbolic formula. The freeze-thaw resistance of the concrete was tested by the cube method [7] as well as by the CF or CIF test [8, 9]. The resistance of the concrete to penetrating chlorides was determined with the aid of an accelerated test (migration test). The principle of the accelerated test [10] is based on acceleration of the ion transport by applying an electrical voltage. In this test the ion transport is governed by the electrical field, and a sharp chloride profile is obtained from which a migration coefficient D_{CLM} can be derived. An accurate description of the test procedure and evaluation is given in, for example, [11]. The pore size distribution was determined with the aid of mercury intrusion porosimetry using the Autopore 9220 Hg porosimeter from Micromeritics. Intrusion curves were recorded in the pressure range from 0.005 MPa to 400 MPa. This corresponds to a range of radii from 150 µm to 1.8 nm. The water absorption at a pressure of 15 MPa (W_{15}) was determined in accordance with DIN 52 103. This value is a measure of the open porosity.

3.3 Production and testing of masonry mortars made with recycled aggregates

A quantity of solids of 1850 g was normally used for producing the masonry mortar in conformity with the standard DIN 18555-1 [12]. When using aggregate mixes with lighter clay brick sands the quantity of solids was modified so that approximately the same volume was obtained. The requisite quantity of water was determined by adjusting the consistency. The quantity of water in the mixes in the preliminary investigations was varied until a flow diameter of between 165 mm and 175 mm was obtained for two mixes.

The compressive strength was determined on 40 x 40 x 160 mm³ mortar prisms. Deviating from DIN 18555-3 the compressive strength was determined at a loading rate of 320 N/s so that the fracture occurred within a period of 30 to 90 s. This corresponds to the test conditions as defined in prEN 1015-11 [13]. The flexural tensile strength was determined before the compressive strength test on the same test pieces in accordance with DIN 18555-3. The change in length of the mortar as a result of moisture changes was determined as defined in DIN 52 450 [14] with a Type B test unit. The first measurement was made after the test piece was removed from the mould. The value measured when the prism was moved to the standard 20/65 climate after 7 days was defined as the reference value (0 measurement). Further measurements were carried out up to about 400 days after the 0 measurement.

4 Representation and discussion of the results

4.1 Properties of recycled aggregates

Five plants for processing used building materials were sampled in order to classify the properties of the selectively produced recycled aggregates. The plants differed in the type of processing (wet and dry processing), the degree of mobility (stationary, semi-mobile), the starting materials (composition, incoming checks, pre-sorting) and the throughputs achieved.

Figure 1 shows clearly that the range of materials examined in the plants being sampled was covered and extended at both ends of the apparent density scale by the synthetic mixes, i.e. the plain concrete chippings and plain ZB2 crushed clay bricks. The plain ZB2 crushed clay bricks introduced a material into the investigations which in fact may only rarely be found in the building rubble ob-

Tafel 1: Eigenschaften der Ausgangsmaterialien zur Herstellung von mineralischen Baustoffgemischen
Table 1: Properties of the starting materials for producing mineral building material mixes

Parameter Parameter		Gesteinskörnung / Aggregate							
		BB		ZB1		ZB2		KSB	
		2/8 mm	8/16 mm	2/8 mm	8/16 mm	2/8 mm	8/16 mm	2/8 mm	8/16 mm
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Dichte ρ Density ρ	kg/dm ³	2,590	2,600	2,660	2,660	2,840	2,860	2,590	2,550
Rohdichte ρ_{Rg} Apparent density ρ_{Rg}		2,340	2,380	1,910	1,890	1,650	1,600	1,970	1,860
Schüttdichte ρ_s Bulk density ρ_s		1,230	1,230	0,930	0,920	0,780	0,750	0,970	0,910
Druckwert D Grain strength D	kN	58 ²⁾	39	30 ²⁾	19	29 ²⁾	18	20 ²⁾	12
WA ¹⁾	10 min	M.-%	3,2	3,0	9,8	9,3	20,9	22,6	10,0
	30 min		3,2	3,0	10,0	9,6	21,4	23,0	10,5
	24 h		3,5	3,3	12,3	12,2	25,3	25,0	10,9
Kornform (> 3:1) Form index (> 3:1)			5,2 ²⁾	6,2	4,9 ²⁾	9,2	18,2 ²⁾	57,0	2,2 ²⁾
Kornporigkeit p_k ³⁾ Grain porosity p_k ³⁾	Vol.-%	9,7	8,5	28,2	28,9	41,9	43,9	23,9	27,1

¹⁾ W_K: Wasseraufnahme / Water absorption ²⁾ bestimmt an der Korngruppe 4/8 / determined on aggregate fraction 4/8 ³⁾ $p_k = (1 - \rho_{Rg} / \rho) \cdot 100$

3.3 Herstellung und Prüfung von Mauermörteln mit rezyklierten Gesteinskörnungen

Entsprechend den Vorgaben der DIN 18555-1 [12] wurde zur Herstellung der Mauermörtel i.d.R. eine Feststoffmenge von 1850 g angesetzt. Bei Verwendung von Gesteinskörnungsgemischen mit leichteren Ziegelsanden wurde die Feststoffmenge so modifiziert, dass sich in etwa ein gleiches Volumen ergab. Die erforderliche Wassermenge wurde über die Einstellung der Konsistenz ermittelt. In den durchgeführten Voruntersuchungen wurde die Wassermenge beim Mischen solange variiert, bis sich für zwei Mischungen ein Ausbreitmaß zwischen 165 mm und 175 mm einstellte.

Die Bestimmung der Druckfestigkeit erfolgte an Mörtelprismen mit den Abmessungen 40 x 40 x 160 mm³. Abweichend von DIN 18555-3 wurde die Druckfestigkeit mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 320 N/s bestimmt, so dass der Bruch innerhalb eines Zeitraumes von 30 bis 90 Sekunden eintrat. Dies entspricht den Prüfbestimmungen nach prEN 1015-11 [13]. Die Bestimmung der Biegezugfestigkeit erfolgte vor der Druckfestigkeitsprüfung an den gleichen Probekörpern gemäß DIN 18555-3. Die Feuchtedehnung der Mörtel wurde nach DIN 52450 [14] mit einem Messgerät Typ B bestimmt. Die erste Messung erfolgte nach dem Ausschalen der Prüfkörper. Als Bezugswert (0-Messung) wurde der Messwert bei Umlagerung der Prismen nach 7 Tagen in das Normalklima 20/65 festgelegt. Weitere Messungen wurden bis rd. 400 Tage nach der 0-Messung durchgeführt.

4 Darstellung und Diskussion der Ergebnisse

4.1 Eigenschaften rezyklierter Gesteinskörnungen

Zur Einordnung der Eigenschaften der gezielt hergestellten rezyklierten Gesteinskörnungen wurden fünf Baustoffaufbereitungsanlagen beprobt. Die Anlagen unterschieden sich durch die Art der Aufbereitung (Nass- und Trockenaufbereitung), den Mobilitätsgrad (stationär, semimobil), die Ausgangsstoffe (Zusammensetzung, Annahmekontrollen, Vorsortierung) sowie die erreichten Durchsatzmengen.

Bild 1 verdeutlicht, dass mit den künstlichen Gemischen die Bandbreite der in den beprobten Anlagen untersuchten Materialien abgedeckt und an beiden Enden der Rohdichteskala durch die Auswahl von sortenreinem Betonsplitt und sortenreinem Ziegelbruch ZB2 ergänzt wurde. Mit dem reinen Ziegelbruch ZB2 wurde dabei ein Material in die Untersuchungen mit einbezogen, das zwar im heute anfallenden Bauschutt nur selten enthalten sein dürfte, in zukünftig zu behandelnden mineralischen Baustoffgemischen aber

tained nowadays but will play a greater part in the mineral building material mixtures to be handled in the future. The main properties of the plain aggregates are summarized in Table 1. If aerated and lightweight concretes – which as a rule are deliberately removed when the building materials are processed – are disregarded then the investigations with these materials cover the lower boundary region of mineral building material mixes.

4.2 Concrete made with recycled aggregates

4.2.1 Composition of recycled aggregates and of the concretes produced with them

The 2/16 mm recycled aggregates were used in different proportions as shown in Table 2. The aggregate mixes were designated in accordance with their compositions. The first letter gives the main constituent. The other letters follow in the sequence of the volumetric proportions of the constituents. Only Rhine sand (RS) was used in the 0/2 mm particle size group.

Mix formulations with a CEM I 32,5 R Portland cement and scheduled water/cement ratios (w/c)_{scheduled}¹⁾ of 0.55 to 0.75 and another concrete mix formulation with CEM I 42,5 Portland cement and a scheduled w/c of 0.33 were used for the concrete trials. A CEM III/B 42,5 cement with a scheduled w/c of 0.45 was used in a few tests. Cement contents between 240 kg/m³ and 485 kg/m³ were obtained by setting a constant aggregate volume in the concretes of 0.7 m³/m³.

4.2.2 Fresh concrete properties

The data on which the following comments are based are documented in [4]. All the concretes exhibited good cohesion without any segregation or bleeding. They could be placed without any problem. As a whole, no significant influence of the type of recycled aggregate – caused possibly by the porosity or the apparent density – could be detected during the placement. The water content in the concrete played a part. Fairly severe stiffening was detected at (w/c)_{scheduled} = 0.33 and w = 160 l/m³, in some cases with a drop in apparent density. This effect occurred to a significantly lesser extent with (w/c)_{scheduled} = 0.55 and w = 176 l/m³. To summarize, it was established that as a rule increased stiffening of the concrete has to be expected when using recycled aggregates – including pre-

¹⁾ In all cases the value of w/c given in the figures and tables means the scheduled water/cement ratio. The effective water/cement ratio cannot be stated accurately except for the concretes made entirely with Rhine sand and Rhine gravel.

eine größere Rolle spielen wird. Die wesentlichen Eigenschaften der sortenreinen Gesteinskörnungen sind in Tafel 1 zusammengestellt. Lässt man Poren- und Leichtbeton – die bei der Baustoffaufbereitung i.d.R. gezielt aussortiert werden – außer Acht, so wurde mit diesem Material der untere Randbereich mineralischer Baustoffgemische untersucht.

4.2 Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen

4.2.1 Zusammensetzung rezyklierter Gesteinskörnungen und damit hergestellter Betone

Die rezyklierten Gesteinskörnungen 2/16 mm wurden in unterschiedlichen Anteilen gemäß Tafel 2 eingesetzt. Die Gesteinskörnungsgemische wurden entsprechend ihrer Zusammensetzung bezeichnet. Dabei gibt der erste Buchstabe den Hauptbestandteil an. Die weiteren Buchstaben folgen in der Reihenfolge der Volumenanteile der Bestandteile. In der Korngruppe 0/2 mm wurde ausschließlich Rheinsand (RS) verwendet.

Für die Betonversuche wurden Rezepturen mit einem Portlandzement CEM I 32,5 R und planmäßigen w/z-Werten (w/z)_{plan}¹⁾ von 0,55 bis 0,75 sowie eine weitere Betonrezeptur mit CEM I 42,5 und einem planmäßigen Wasserzementwert (w/z)_{plan} = 0,33 verwendet. Bei einigen wenigen Versuchen wurde ein Zement CEM III/B 42,5 bei einem planmäßigen Wasserzementwert (w/z)_{plan} = 0,45 verwendet. Durch die Einstellung eines konstanten Gesteinskörnungsvolumens des Betone von 0,7 m³/m³ ergaben sich Zementgehalte zwischen 240 kg/m³ und 485 kg/m³.

4.2.2 Frischbetoneigenschaften

Die den nachfolgenden Ausführungen zugrunde liegenden Daten sind in [4] dokumentiert. Alle Betone wiesen einen guten Zusammenhalt auf und zeigten weder ein Entmischen noch ein Bluten. Sie ließen sich problemlos verarbeiten. Insgesamt konnte beim Verarbeiten kein eindeutiger Einfluss der Art der rezyklierten Gesteinskörnung – etwa anhand der Porosität bzw. der Kornrohichte – festgestellt werden. Das Wasserangebot im Beton spielte eine Rolle. Bei (w/z)_{plan} = 0,33 und w = 160 l/m³ war mit sinkender Kornrohichte teilweise ein stärkeres Ansteifen festzustellen. Dieser Effekt trat bei (w/z)_{plan} = 0,55 und w = 176 l/m³ in deutlich geringerem Umfang auf. Zusammenfassend war festzustellen, dass bei der Verwendung rezyklierter Gesteinskörnung – auch bei vorgemasteten Gesteinskörnungen – i.d.R. mit einem verstärkten Ansteifen des Betons gerechnet werden muss. Diese Tatsache stellt keine grundsätzliche Einschränkung der Verwertbarkeit dar, da die angestrebte Konsistenz auf der Baustelle durch eine zusätzliche Zugabe verflüssigender Betonzusatzmittel eingestellt werden kann. Die letztlich notwendige Zusatzmittelmenge sollte vorab im Rahmen einer erweiterten Eignungsprüfung ermittelt werden. Der erhöhte Einsatz von Betonzusatzmitteln könnte jedoch aus Kostengründen ein Hemmnis für den Einsatz rezyklierter Gesteinskörnungen darstellen.

4.2.3 Festigkeits- und Verformungsverhalten

Die Tafeln 3 und 4 geben einen Überblick der ermittelten Kennwerte. Tafel 3 enthält die Druckfestigkeit, die Spaltzugfestigkeit, den statischen E-Modul, die Querdehnzahl sowie die Längsdehnung der Betone im Bruchzustand im Alter von 28 Tagen für die Betone mit planmäßigen Wasserzementwerten von 0,33, 0,50 und 0,75 bei Verwendung der Zemente CEM I 32,5 R und CEM I 42,5 R. Die Druckfestigkeiten der Betone mit Zement CEM I 32,5 R und einem planmäßigen Wasserzementwert (w/z)_{plan} = 0,60 sind zusammen mit den Ergebnissen der zugehörigen Kriech- und Schwindversuche in Tafel 4 enthalten. Dort wurden außerdem die gesamte offene Porosität der Betone nach DIN 52103 und die aus den Kriechversuchen für diese Betone abgeleiteten statischen E-Moduln eingetragen.

Tafel 2: Übersicht der eingesetzten Gesteinskörnungsgemische > 2 mm, Angaben bezogen auf den Gesteinskörnungsanteil > 2 mm
Table 2: Review of the aggregate mix > 2 mm used; values refer to the aggregate fraction > 2 mm

Bezeichnung der Gesteinskörnungsgemische Marking of the aggregate mixtures	Ausgangsgesteinskörnungen / Starting aggregates				
	N	BB	ZB1	ZB2	KSB
	Vol.-%				
1	2	3	4	5	6
N	100	-	-	-	-
BB	-	100	-	-	-
ZB1	-	-	100	-	-
BZK1	-	48	42	-	10
BZK2	-	75	12,5	-	12,5
ZB2	-	-	-	100	-
KN	29	-	-	-	71
NBZK	66	10	-	14	10

- N: Natürliche Gesteinskörnung (Rheinkiesand)
Natural aggregate (Rhine sand and Rhine gravel)
BB: Betonbruch (Betonspalt und Betonbrechsand)
Crushed concrete (concrete chippings and concrete crusher sand)
ZB: Ziegelbruch (Ziegelsplitt und Ziegelbrechsand)
Crushed clay bricks (brick chippings and brick crusher sand)
KSB: Kalksandsteinbruch (Kalksandsteinsplitt und Kalksandsteinbrechsand)
Crushed sand-lime bricks (sand-lime brick chippings and sand-lime brick crusher sand)

wetted aggregates. This fact does not represent any basic restriction of the usability as the required consistency can be obtained at the building site by adding extra plasticizing concrete admixture. The quantity of admixture ultimately necessary should be determined in advance as part of extended initial testing. The increased use of concrete admixtures may, however, represent an obstacle to the use of recycled aggregates on cost grounds.

4.2.3 Strength and deformation behaviour

Tables 3 and 4 provided a summary of the characteristic values determined. Table 3 gives the compressive strength, the splitting tensile strength, the static modulus of elasticity, Poisson's ratio, and the ultimate longitudinal strain of the concretes at 28 days for the concretes with scheduled water/cement ratios of 0.33, 0.50 and 0.75 when using the CEM I 32,5 R and CEM I 42,5 R cements. The compressive strengths of the concretes made with CEM I 32,5 R and a scheduled water/cement ratio (w/c)_{scheduled} = 0.60 are given in Table 4 together with the results of the associated creep and shrinkage tests. The total open porosity of the concretes as defined in DIN 52103 and the static modulus of elasticity for these concretes derived from the creep tests are also included.

Compressive strength and splitting tensile strength

With appropriate concrete technology measures – i.e. a low water/cement ratio – concrete compressive strengths of up to about 57 N/mm² in cubes with an edge length of 150 mm (compressive strength class C45/55 as specified in DIN EN 206-1) were achieved using recycled aggregates made from 2/16 mm mineral building material mixtures with apparent densities down to about 1.60 kg/dm³ (clay brick chippings made from perforated bricks) in combination with Rhine sand with an average apparent density of the 0/16 mm aggregate mix of about 2.0 kg/dm³ (Table 3). With an otherwise identical concrete composition the maximum loss in compressive strength compared to a concrete made with Rhine sand and Rhine gravel was about 30 %.

The splitting tensile strengths determined on the concretes examined here made with recycled aggregates were all lower than those of the concretes made with Rhine sand and Rhine gravel but of otherwise identical composition. The results show that a reduction of the splitting tensile strength of up to 20 % can be expected.

¹⁾ In den Bildern und Tafeln sind mit w/z stets die planmäßigen Wasserzementwerte gemeint. Eine exakte Angabe des effektiven (= wirksamen) Wasserzementwerts ist, mit Ausnahme der Betone ausschließlich mit Rheinkiesand, nicht möglich.

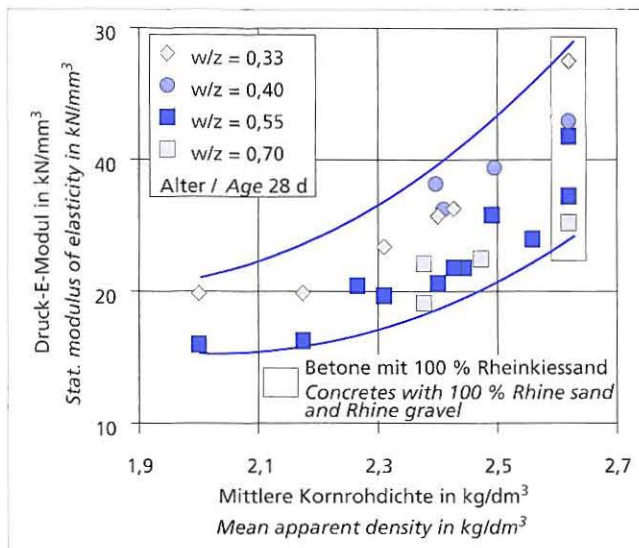


Bild 2: Einfluss rezyklierter Gesteinskörnungen auf den statischen E-Modul von Beton bei unterschiedlicher mittlerer Kornrohddichte der Gesteinskörnungen

Figure 2: Influence of recycled aggregates on the static modulus of elasticity of concrete for different average apparent densities of the aggregate

Druckfestigkeit und Spaltzugfestigkeit

Mit entsprechenden betontechnischen Maßnahmen – d.h. einem niedrigen Wasserzementwert – konnten mit rezyklierten Gesteinskörnungen aus mineralischen Baustoffgemischen 2/16 mm mit einer Kornrohddichte bis zu rd. 1,60 kg/dm³ (Ziegelsplitt aus Hochlochziegeln), in Kombination mit Rheinsand bei ei-

ed when using 100 vol.% recycled aggregates > 2 mm with apparent densities of down to about 1.6 kg/m³ and 0/2 mm Rhine sand (grading curve A/B 16) with otherwise identical concrete composition. For the same compressive strength the splitting tensile strengths of these concretes therefore lay at the lower end of the range usually found with normal concretes.

Static modulus of elasticity

At 28 days the compressive elastic moduli of the recycled aggregates used here were reduced by up to about 50 % when compared with the corresponding concretes made with Rhine gravel and sand – virtually regardless of the water/cement ratio. Figure 2 shows the relationship between the static modulus of elasticity and the apparent density of the aggregate used.

These results show that with aggregate mixes of natural and recycled aggregates > 2 mm with an average apparent density > 2.4 kg/dm³ it is possible to produce concretes with static moduli of elasticity which lie within the range of variation of concretes complying with DIN 1045:1988-07 (without lightweight concrete), bearing in mind that the elastic moduli of normal concrete made with natural aggregates have a range of variation of up to ± 35 % (cf. e.g. [15]). The modulus of elasticity is used for checking the bending under service load when designing reinforced concrete components complying with DIN 1045. The calculated values in Table 11 of DIN 1045 should be used "if more accurate data are not required". A reduced modulus of elasticity compared with concretes made with Rhine sand and Rhine gravel is to be expected when recycled aggregates are used and – if necessary – should be determined as part of initial testing.

Taking the other concrete properties shown in the following sections into account it was established that the static modulus of elasticity is the characteristic value which substantially determines the upper limit to the use of recycled aggregates made from concrete, masonry bricks and sand-lime bricks if the concrete com-

Tafel 3: Ergebnisse zum Festigkeits- und Verformungsverhalten untersuchter Betone im Alter von 28 d

Table 3: Strength and deformation behaviour of the concretes investigated at the age of 28 d

Zement Cement	w/z _{plan} w/c _{sch}	Gesteins- körn- ung Aggregate	$\beta_{D,28}$		$\beta_{S,28}$		$E_{b,28}$		$\mu_{b,28}$		$\epsilon_{b,u,28}$	
			N/mm ²	rel ¹⁾	N/mm ²	rel ¹⁾	N/mm ²	rel ¹⁾	-	rel ¹⁾	mm/m	rel ¹⁾
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
32,5 R	0,55	N	42,6	1,00	2,76	1,00	31.800	1,00	0,16	1,00	1,974	1,00
		BB	32,8	0,77	2,37	0,86	21.800	0,69	0,17	1,06	2,418	1,22
		ZB1	37,0	0,87	2,26	0,82	16.300	0,51	0,17	1,06	3,521	1,78
		BZK1	35,1	0,82	2,68	0,97	19.700	0,62	0,18	1,13	2,586	1,31
		BZK2	35,6	0,84	2,65	0,96	20.600	0,65	0,18	1,13	2,599	1,31
		ZB2	29,8	0,70	2,51	0,91	16.000	0,50	0,18	1,13	2,096	1,06
		NBZK	34,9	0,82	2,17	0,79	25.800	0,81	0,16	1,00	2,053	1,04
	0,75	N	25,3	1,00	1,94	1,00	n. b.	-	n. b.	-	n. b.	-
		ZB1	20,8	0,82	1,67	0,86	n. b.	-	n. b.	-	n. b.	-
		BZK1	20,3	0,80	1,63	0,84	n. b.	-	n. b.	-	n. b.	-
42,5 R	0,33	N	82,5	1,00	n. b.	-	37.500	1,00	0,17	1,00	2,181	1,00
		BB	65,9	0,80	n. b.	-	26.300	0,70	0,17	1,00	2,485	1,14
		ZB1	64,2	0,78	n. b.	-	19.900	0,53	0,19	1,12	3,176	1,46
		BZK1	65,6	0,80	n. b.	-	23.400	0,62	0,19	1,12	2,706	1,24
		BZK2	67,1	0,81	n. b.	-	25.700	0,69	0,18	1,06	2,744	1,26
		ZB2	57,2	0,69	n. b.	-	19.900	0,53	0,20	1,18	2,983	1,37

¹⁾ Relativwert bezogen auf den entsprechenden Beton mit Rheinkiesand N
Value relative to the corresponding concrete with Rhine sand and Rhine gravel N

w/z_{plan}: Planmäßiger Wasserzementwert

w/c_{sch}: Scheduled water cement ratio

n.b.: nicht bestimmt / not determined

$\beta_{D,28}$: Druckfestigkeit, Würfel: Kantenlänge 150 mm
Compressive strength, cubes 150 mm

$\beta_{S,28}$: Spaltzugfestigkeit, Würfel: Kantenlänge 150 mm

Splitting tensile strength, cubes 150 mm

$E_{b,28}$: Statischer E-Modul, Zylinder D/H = 150/300 mm

Static modulus of elasticity, cylinder D/H = 150/300 mm

$\mu_{b,28}$: Querdehnzahl

Poisson's ratio

$\epsilon_{b,u,28}$: Längsdehnung im Bruchzustand (lastgeregelt)

Ultimate longitudinal strain under compression (load controlled)

Tafel 4: Druckfestigkeit, E-Modul, gesamte offene Porosität, sowie Ergebnisse zum Kriechen und Schwinden untersuchter Betone mit Zement CEM I 32,5 R und einem planmäßigen Wasserzementwert $w/z_{\text{plan}} = 0,60$

Table 4: Compressive strength, modulus of elasticity, total open porosity, creep and shrinkage of the concretes investigated with CEM I 32,5 R cement and a scheduled w/c value of 0.60

Gesteinskörnung Aggregate	$\beta_{D,28}$		$E_{b,28}^*$ N/mm ²	$W_{v,d}$		ε_{sz}	ε_{kz}	φ_{kz}	$(\varepsilon_k/\alpha_k)_z$
	N/mm ²	rel ¹⁾		Vol.-%	rel ¹⁾				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
N	35,0	1,00	31.900	15,9	1,00	0,50	1,022	3,015	95
ZB2	26,6	0,76	17.300	34,1	2,14	0,90	0,978	2,017	116
BZK1	31,2	0,89	19.500	25,6	1,61	0,83	1,292	3,182	164
KN	23,3	0,67	n. b.	24,4	1,53	0,77	n. b.	n. b.	n. b.
NBZK	30,1	0,86	23.700	18,4	1,16	0,63	0,977	2,824	119

¹⁾ Relativwert bezogen auf den entsprechenden Beton mit Rheinkies-sand N
Value relative to the corresponding concrete with Rhine sand and Rhine gravel N

n.b.: nicht bestimmt / not determined

$\beta_{D,28}$: Druckfestigkeit im Alter von 28 d, Würfel: Kantenlänge 150 mm
Compressive strength at the age of 28 d, cubes 150 mm

$E_{b,28}$: Statischer E-Modul im Alter von 28 d, Zylinder D/H = 150/300 mm – aus Kriechversuchen
Static modulus of elasticity at 28 d, cylinder D/H = 150/300 mm - from creep tests

$W_{v,d}$: Gesamte offene Porosität im Alter von 28 d
Total open porosity at the age of 28 d

ε_{sz} : Rechnerisches Endschwindmaß auf der Basis von Messwerten bis rd. 450 d und 590 d nach Luftlagerung
Calculated ultimate shrinkage on the basis of data up to 450 d and 590 d after air storage

ε_{kz} : Rechnerisches Endkriechmaß auf der Basis von Messwerten bis rd. 430 d und 570 d nach Belastung
Calculated final creep value on the basis of data up to 430 d and 570 d after loading

φ_{kz} : Rechnerische Endkriechzahl
Calculated ultimate coefficient of creep

$(\varepsilon_k/\alpha_k)_z$: Rechnerisches spezifisches Endkriechmaß
Calculated ultimate specific creep value

ner mittleren Kornrohichte des Gesteinskörnungsgemisches 0/16 mm von rd. 2,0 kg/dm³, an Würfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm Betondruckfestigkeiten bis zu rd. 57 N/mm² (Druckfestigkeitsklasse C45/55 nach DIN EN 206-1) erreicht werden (Tafel 3). Bei ansonsten identischer Betonzusammensetzung betrug die maximale Abnahme der Druckfestigkeit im Vergleich zu einem Beton mit Rheinkies-sand rd. 30 %.

Die an den hier untersuchten Betonen mit rezyklierten Gesteinskörnungen ermittelten Spaltzugfestigkeiten waren durchweg geringer als die der ansonsten identisch zusammengesetzten Betone mit Rheinkies-sand. Die Ergebnisse zeigen, dass bei Verwendung von 100 Vol.-% rezyklierten Gesteinskörnungen > 2 mm mit einer Kornrohichte von bis zu rd. 1,6 kg/m³ und Rheinsand 0/2 mm (Sieblinie A/B 16) bei ansonsten identischer Betonzusammensetzung mit einer Verringerung der Spaltzugfestigkeit bis zu 20 % zu rechnen ist. Die Spaltzugfestigkeiten dieser Betone liegen damit bei gleicher Druckfestigkeit im unteren Erfahrungsbereich von Normalbetonen.

Statischer E-Modul

Unter Verwendung der hier eingesetzten rezyklierten Gesteinskörnungen verringerten sich die Druck-E-Moduln im Alter von 28 Tagen im Vergleich zu den entsprechenden Betonen mit Rheinkies-sand – weitgehend unabhängig vom Wasserzementwert – um bis zu rd. 50 %. Bild 2 zeigt den Zusammenhang zwischen dem statischen E-Modul und der Kornrohichte der verwendeten Gesteinskörnung.

Bei Verwendung von Gemischen aus natürlichen und rezyklierten Gesteinskörnungen > 2 mm mit einer mittleren Kornrohichte > 2,4 kg/dm³ können nach diesen Ergebnissen Betone hergestellt werden, die bez. des statischen E-Moduls in der Schwankungsbreite von Betonen nach DIN 1045:1988-07 (ohne Leichtbeton) liegen, wenn man eine Schwankungsbreite der E-Moduln von Normalbeton mit natürlichen Gesteinskörnungen bis zu ± 35 % berücksichtigt (vgl. z.B. [15]). Bei der Bemessung von Stahlbetonbauteilen nach DIN 1045 wird der E-Modul zum Nachweis der Durchbiegung unter Gebrauchslast verwendet. Dabei sind, „wenn genauere Angaben nicht erforderlich sind“, die Rechenwerte nach Tafel 11 der DIN 1045 zu verwenden. Bei Verwendung rezyklierter Gesteinskörnungen ist grundsätzlich mit einem, im Vergleich zu Betonen mit Rheinkies-sand, verringerten E-Modul zu rechnen, der – falls nötig – im Rahmen einer Eignungsprüfung ermittelt werden sollte.

Unter Einbezug der in den folgenden Abschnitten dargestellten weiteren Betoneigenschaften wurde festgestellt, dass der statische

ponents made with recycled aggregates are also to be designed in accordance with the regulations given in DIN 1045. The static modulus of elasticity was therefore the command variable in the context of the investigations carried out.

Creep and shrinkage

When the specific creep is examined it can be seen that if recycled aggregates > 2 mm are used the creep is increased compared with the use of Rhine sand and Rhine gravel. If the use of recycled aggregates is limited to the maximum levels determined in the “Static modulus of elasticity” section then no additional restriction will arise from the “Creep” criterion.

Figure 3 shows the change in the shrinkage of concretes with time. There are differences not only in the extent of the shrinkage but also in its development with time. The concrete made with Rhine sand and Rhine gravel N shows the typical shrinkage behaviour pattern of a concrete made with dense normal aggregate. A

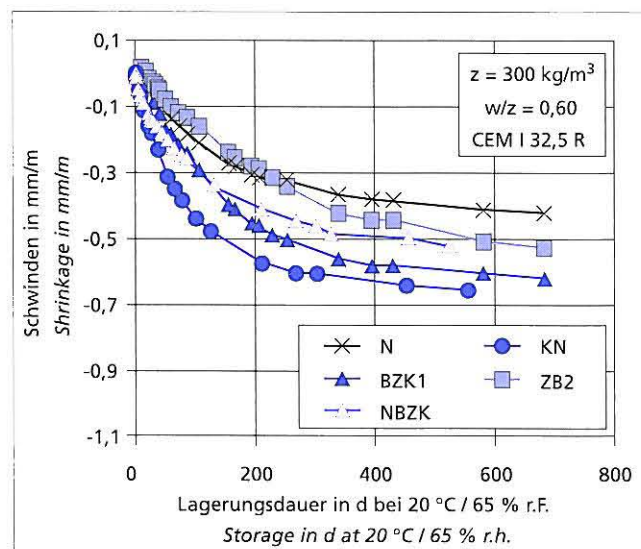


Bild 3: Zeitliche Entwicklung der Schwinddehnungen der Betone mit und ohne rezyklierte Gesteinskörnungen; Beginn der Luftlagerung: 7 d
Figure 3: Time-dependent shrinkage of concretes with and without recycled aggregates; start of air storage: 7 d

E-Modul der Kennwert ist, der die Verwendung rezyklierter Gesteinskörnungen aus Beton, Mauerziegeln und Kalksandstein maßgeblich nach oben begrenzt, wenn die Bemessung von Betonbauteilen nach den in DIN 1045 getroffenen Regeln auch für Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen durchgeführt werden soll. Der statische E-Modul des Betons stellte daher im Rahmen der durchgeführten Untersuchungen die Leitgröße dar.

Kriechen und Schwinden

Betrachtet man das spezifische Kriechmaß, so ist zu erkennen, dass sich das Kriechen bei Verwendung rezyklierter Gesteinskörnungen > 2 mm im Vergleich zu Rheinkies sand grundsätzlich vergrößert. Wird die Verwendung der rezyklierten Gesteinskörnungen auf die im Abschnitt „Statischer E-Modul“ ermittelten maximalen Gehalte begrenzt, ergibt sich keine zusätzliche Einschränkung aus dem Kriterium „Kriechen“.

Bild 3 zeigt die zeitliche Entwicklung des Schwindens der Betone. Neben der Größe der Dehnungen ist hier insbesondere auch ihre zeitliche Entwicklung unterschiedlich. Der Beton mit Rheinkies sand N zeigt den typischen Schwindverlauf eines Betons mit dichter normaler Gesteinskörnung. Nach rd. einem Jahr wurde eine Dehnung von rd. 0,40 mm/m ermittelt. Aus dem zeitlichen Verlauf der Schwinddehnungen ergab sich für diesen Beton ein rechnerisches Endschwindmaß $\epsilon_{sz} = 0,50$ mm/m. Bis zum Alter von rd. 220 Tagen nach Beginn der Luftlagerung wies der Beton mit 100 Vol.-% Ziegelbruch ZB2 > 2 mm geringere Schwinddehnungen als der Nullbeton N auf. Zu diesem Zeitpunkt erreichten die Schwinddehnungen des Betons mit ZB2 die Werte des Betons mit Rheinkies sand N und stiegen danach stärker an. Bei einer Messdauer von 424 Tagen nach Beginn der Luftlagerung wurde eine Schwinddehnung von 0,45 mm/m ermittelt. Zu diesem Zeitpunkt schien der Schwindverlauf bereits in eine Horizontale überzugehen. Die Schwinddehnungen nahmen jedoch mit zunehmender Lagerungszeit nochmals deutlich zu. Auf der Grundlage der vorliegenden Ergebnisse würde sich ein Endschwindmaß von rd. 0,9 mm/m ergeben. Die Recyclingbetone mit den Gesteinskörnungen BZK1 und NBZK wiesen durchweg höhere Werte auf als der Beton mit Rheinkies sand. Für diese Betone ergeben sich rechnerische Endschwindwerte von 0,83 mm/m für BZK1 und 0,63 mm/m für NBZK. Auffällig war auch der Schwindverlauf des Betons mit 71 Vol.-% Kalksandsteinbruch > 2 mm (KN). Die Schwinddehnungen dieses Betons lagen von Beginn an deutlich über denen aller übrigen Betone. Nach rd. 300 Tagen Luftlagerung ging der Schwindverlauf jedoch annähernd in eine Horizontale über und es ergibt sich aufgrund des bis zum Alter von rd. 450 Tagen ermittelten Schwindverlaufs ein rechnerisches Endschwindmaß von 0,77 mm/m.

Bild 4 zeigt die zu unterschiedlichen Zeitpunkten ermittelten Schwinddehnungen sowie die aus dem Schwindverlauf ermittelten Endwerte in Abhängigkeit des Beton-E-Moduls, der, wie gezeigt, von der Kornrohdichte der Gesteinskörnung abhängig ist. Der Schwindverlauf der Betone (Bild 3) und die Abhängigkeit der Schwinddehnungen vom Anteil schwindrelevanter Poren sowie vom E-Modul des Betons können wie folgt beschrieben bzw. interpretiert werden.

Die erzeugten Schwinddehnungen sind zunächst (bis zum Alter von 200 Tagen nach Luftlagerung) von der Austrocknung der schwindrelevanten Poren abhängig. Bei dem Beton mit Ziegelbruch ZB2 treten dabei geringere Dehnungen auf als bei dem Beton mit Rheinkies sand. Dies kann damit erklärt werden, dass der Ziegelbruch selbst nicht bzw. nur sehr wenig schwindet und die schwindrelevanten Poren des Zementsteins aufgrund des nachgelieferten Wasserangebotes aus dem Ziegelbruch noch nicht ausgetrocknet sind. Die Auswertung niederländischer Versuchsergebnisse in [16] hatte bereits darauf hingedeutet, dass bei Beton mit Ziegelbruch als Gesteinskörnung nach über einem Jahr noch eine Zunahme des Schwindens als Folge der Wasserabgabe aus der Gesteinskörnung (innere Nachbehandlung) zu erwarten ist und das Schwindmaß im Vergleich zu ansonsten identisch zusammengesetzten Betonen mit Rheinkies sand als Folge der geringeren Steifigkeit des Ziegelbruchs um 20 % bis 60 % größer sein kann. Die Tatsache, dass der Beton mit Ziegelbruch ZB2 ab einem Alter von rd.

shrinkage of about 0.40 mm/m was measured after about one year. A calculated ultimate shrinkage $\epsilon_{sz} = 0.50$ mm/m for this concrete was obtained from the behaviour with time of the shrinkage. Up to an age of about 220 days after the start of storage in air the concrete made with 100 vol.% ZB2 crushed clay brick > 2 mm exhibited less shrinkage than the reference concrete N. At this point the shrinkage of the concrete made with ZB2 reached the same value as the concrete N made with Rhine sand and Rhine gravel, after which it increased more sharply. A shrinkage of 0.45 mm/m was measured at 424 days after the start of air storage. At this time the shrinkage behaviour pattern already appeared to have become horizontal. However, the shrinkage values increased again significantly with increasing storage time. An ultimate shrinkage of about 0.9 mm/m would be obtained on the basis of the available results. The recycled concretes made with the aggregates BZK1 and NBZK all showed higher values than the concrete made with Rhine sand and Rhine gravel. Calculated ultimate shrinkage values of 0.83 mm/m for BZK1 and 0.63 mm/m for NBZK were obtained for these concretes. The shrinkage behaviour pattern of the concrete made with 71 vol.% crushed sand-lime brick > 2 mm (KN) was striking. From the beginning the shrinkage values of this concrete were significantly higher than those of all the other concretes. However, after about 300 days' air storage the shrinkage curve became approximately horizontal and a calculated ultimate shrinkage of 0.77 mm/m was obtained from the shrinkage behaviour pattern determined up to the age of about 450 days.

Figure 4 shows the shrinkage values determined at the different times as well as the ultimate values determined from the shrinkage curve as a function of the concrete modulus of elasticity which, as shown, is dependent on the apparent density of the aggregate. The shrinkage curves of the concretes (Figure 3) and the dependence of the shrinkage on the proportion of shrinkage-relevant pores as well as on the modulus of elasticity of the concrete can be described and interpreted as follows.

Initially (up to 200 days after start of air storage), the shrinkage values produced are dependent on the drying out of the shrinkage-relevant pores. Smaller shrinkage values occur with the concrete made with ZB2 crushed clay brick than with the concrete made with Rhine sand and Rhine gravel. This can be explained by the fact that the crushed clay brick itself shrinks very little or not at all and the shrinkage-relevant pores of the hardened cement paste are not yet dried out because of the water provided subsequently from the crushed brick. Evaluation of Dutch test results in [16] had already indicated that in concrete made with crushed clay brick as ag-

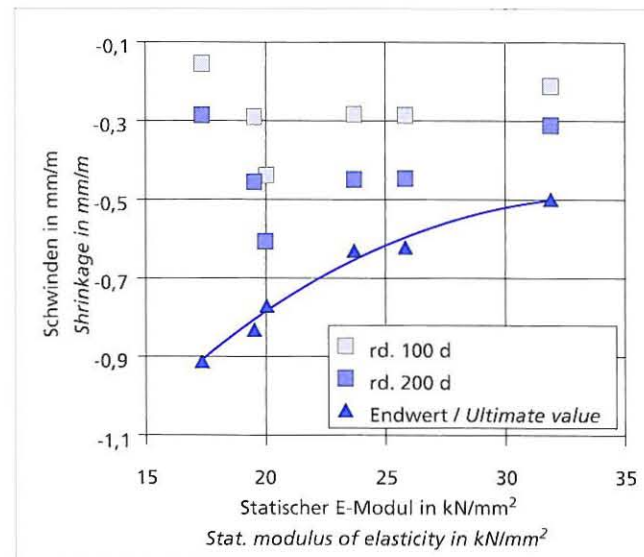


Bild 4: Zusammenhang zwischen dem Schwinden und dem E-Modul des Betons ($z = 300 \text{ kg/m}^3$, $w/z = 0,60$, CEM I 32,5 R)

Figure 4: Relationship between shrinkage and modulus of elasticity of concrete ($c = 300 \text{ kg/m}^3$, $w/c = 0.60$, CEM I 32,5 R)

200 Tagen größere Dehnungen aufwies als der Beton mit Rheinkies, kann darauf zurückgeführt werden, dass der Ziegelbruch aufgrund seiner geringeren Steifigkeit (E-Modul) dem verzögert einsetzenden Schwinden der Zementsteinmatrix einen geringeren Widerstand entgegensetzt. Aufgrund des Schwindverlaufes ist davon auszugehen, dass auch die Schwinddehnungen der übrigen Betone mit rezyklierten Gesteinskörnungen zumindest erreicht, wahrscheinlich sogar überschritten werden. Bei dem Beton mit der Gesteinskörnung BZK1 sind die Dehnungen durchgängig größer als beim Beton mit Rheinkies, da der Beton durch die Verwendung von Beton- und Kalksandsteinbruch zusätzliche schwindrelevante Poren enthält und die rezyklierte Gesteinskörnung eine geringere Steifigkeit aufweist. Das Schwindverhalten des Betons mit Kalksandsteinbruch unterschied sich bis zum Alter von rd. 400 Tagen deutlich von dem der übrigen Betone. Es ist bekannt, dass Kalksandsteine in erheblichem Maße Volumenänderungen infolge Carbonatisierung aufweisen können. Wie die durchgeführten Carbonatisierungsversuche zeigen, wies dieser Beton relativ hohe Carbonisierungstiefen auf. Mit fortschreitender Austrocknung nähern sich die Schwinddehnungen dieses Betons den Verformungen des Betons mit der Gesteinskörnung BZK1 weiter an. Dies verwundert nicht, da die Steifigkeiten der verwendeten Gesteinskörnungen aufgrund der annähernd identischen Kornrohdichten vergleichbar sein dürften.

Aus den ermittelten Werten ist abzuleiten, dass – analog zum E-Modul – eine mittlere Kornrohdichte von rd. $2,4 \text{ kg/m}^3$ als „Grenzwert“ angesehen werden kann, bei dessen Unterschreitung die Endschwindmaße größer sind als bei praxisüblichen Normalbetonen.

4.2.4 Dauerhaftigkeit

Als Parameter zur Beschreibung des Einflusses rezyklierter Gesteinskörnungen auf die Dauerhaftigkeit des Betons wurden die

- Carbonatisierung,
- der Frostwiderstand sowie der
- Widerstand des Betons gegen das Eindringen von Chloriden (Migrationsversuch)

untersucht.

Außerdem wurde die Porengrößenverteilung mit Hilfe der Quecksilberdruckporosimetrie ermittelt. Diese Untersuchungen wurden an Betonen mit Zement CEM I 32,5 R und einem planmäßigen Wasserzementwert $(w/z)_{\text{plan}} = 0,60$ sowie teilweise mit einem Zement CEM III/B 42,5 bei einem planmäßigen Wasserzementwert $(w/z)_{\text{plan}} = 0,45$ durchgeführt. Tafel 5 gibt einen Überblick der erzielten Ergebnisse.

Carbonatisierung

Das CO_2 aus der Luft dringt durch Diffusionsvorgänge in den Beton ein. Daher sind besonders die Poren in Zementstein und den Gesteinskörnungen für die Carbonisierungsgeschwindigkeit maßgebend, in denen dieser Transportprozess stattfinden kann. Da bei der Diffusion von Gasen in den Kapillarporen poröser Festkörper die Transportprozesse in Poren $< 100 \text{ nm}$ nicht mehr den Fick'schen Gesetzen gehorchen [17], wurde angenommen, dass der für das Eindringen von CO_2 relevante Porenanteil der Porenanteil $> 100 \text{ nm}$ ist. Durch die Verwendung der eingesetzten porösen rezyklierten Gesteinskörnungen wurde dieser Porenanteil im Vergleich zu Beton mit Rheinkies z.T. deutlich erhöht. Bild 5 zeigt den Zusammenhang zwischen diesem Porenanteil, ermittelt mit der Quecksilberdruckporosimetrie, und der Carbonisierungstiefe der Betone nach einem Jahr. Auffällig ist der Wert für den Beton mit der Gesteinskörnung KN (Kalksandsteinbruch), der einen Porenanteil $> 100 \text{ nm}$ von rd. 11 Vol.-% aufweist. In diesem Beton carbonatisierte ebenfalls die Gesteinskörnung aus Kalksandstein. Die Carbonisierung von Beton unter Verwendung rezyklierter Gesteinskörnungen $> 2 \text{ mm}$ aus Beton, Mauerziegeln und Kalksandstein wurde damit z.T. deutlich von der Porosität der rezyklierten Gesteinskörnungen beeinflusst. In den durchgeführten Versuchen wurden an Beton unter Verwendung von 65 Vol.-% rezyklierter Gesteinskörnung $> 2 \text{ mm}$ (bezogen auf die gesamte Gesteinskörnung) im Vergleich zu einem ansonsten identisch zusammengesetzten Beton mit Rheinkies durchweg höhere Carbonisierungstiefen ermittelt. Wird die Verwendung der rezyklierten Gesteinskörnungen auf die aus dem statischen E-Modul des Betons abgeleiteten maximalen

agregate an increase in shrinkage after one year is still to be expected as a result of the release of water from the aggregate (internal curing); the shrinkage can be 20 % to 60 % greater than with concretes of otherwise identical composition made with Rhine sand and Rhine gravel because the crushed brick is less stiff. The fact that the concrete made with ZB2 crushed clay bricks showed a greater shrinkage from an age of about 200 days than the concrete made with Rhine sand and Rhine gravel can be attributed to the fact that, because it is less stiff (modulus of elasticity), the crushed brick has a lower resistance to the delayed shrinkage of the hardened cement paste matrix. On the basis of the shrinkage behaviour it can be assumed that the shrinkage values of the other concretes made with recycled aggregates are at least reached and probably exceeded. With the concrete made with BZK1 aggregates the shrinkage values are all larger than with the concrete made with Rhine sand and Rhine gravel because the concrete contains additional shrinkage-relevant pores due to the use of crushed concrete and sand-lime bricks and the recycled aggregate is less stiff. Up to the age of about 400 days the shrinkage behaviour of the concrete made with crushed sand-lime brick differed significantly from that of the other concretes. It is known that sand-lime bricks can exhibit substantial changes in volume as a result of carbonation. The carbonation trials carried out showed that this concrete exhibited relatively large depths of carbonation. With progressive drying out the shrinkage values of this concrete continued to come closer to the deformation of the concrete made with BZK1 aggregate. This is not surprising as the stiffnesses of the aggregates used may well be comparable due to the almost identical apparent densities.

From the values determined it can be deduced that – analogous to the modulus of elasticity – an average apparent density of about $2,4 \text{ kg/m}^3$ can be regarded as the “limiting value”, and if the density falls below this value the ultimate shrinkage will be greater than with the normal concretes used in practice.

4.2.4 Durability

The following parameters for describing the influence of recycled aggregates on the durability of the concrete were examined:

- carbonation,
- freeze-thaw resistance and
- resistance of the concrete to penetration by chlorides (migration test).

The pore size distribution was also determined using mercury intrusion porosimetry. These investigations were carried out on concretes made with CEM I 32,5 R cement and a scheduled water/cement ratio of 0.60 as well as in some cases with a CEM III/B 42,5 cement with a scheduled water/cement ratio of 0.45. The results obtained are summarized in Table 5.

Carbonation

CO_2 from the air penetrates into the concrete by diffusion processes. The pores in the hardened cement paste and the aggregate in which this transport process can take place are therefore particularly crucial for the rate of carbonation. In the diffusion of gases in the capillary pores of porous solid bodies the transport processes in pores $< 100 \text{ nm}$ no longer obey Fick's law [17], so it is assumed that the pore fraction relevant to the penetration of CO_2 is the pore fraction $> 100 \text{ nm}$. Due to the use of porous recycled aggregates used this pore fraction is in some cases significantly increased when compared to concrete made with Rhine sand and Rhine gravel. Figure 5 shows the relationship between this pore fraction, determined by mercury intrusion porosimetry, and the depths of carbonation in the concretes after one year. The value for the concrete made with KN aggregate (crushed sand-lime brick), which has a pore fraction $> 100 \text{ nm}$ of about 11 vol.%, is conspicuous. The sand-lime brick aggregate in this concrete is also carbonated. The carbonation of concrete using recycled aggregates $> 2 \text{ mm}$ made of concrete, clay bricks and sand-lime bricks was therefore in some cases substantially affected by the porosity of the recycled aggregates. Greater depths of carbonation were found in these trials for all concretes using 65 vol.% recycled aggregate $> 2 \text{ mm}$ (relative to the total aggregate mix) compared with a concrete of otherwise identical composition made with Rhine sand and Rhine

Tafel 5: Mittlere und maximale Carbonatisierungstiefe, Grenzzadius der Quecksilberdruckporosimetrie, Ergebnisse der Frostversuche und Chlorid-Migrationskoeffizienten der untersuchten Betone mit CEM I 32,5 R und $w/z_{\text{plan}} = 0,60$

Table 5: Mean and maximum carbonation depth, threshold radius of the Hg-porosimetry, results of the freeze-thaw tests and chloride migration coefficients for the concrete mixes investigated, with CEM I 32,5 R and a scheduled $w/c = 0.60$

Gesteins- körnung Aggregate	d _c	d _{c2}	Grenz- radius Thre- shold radius	Frostprüfung / Freeze-thaw test						D _{CLM}
				Würfelverfahren Cube test		CF-/CIF-Verfahren CF-/CIF test				
				Abwitterung / Scaling				Abfall dyn. E / Decrease in dyn. E		
				nach / after						
				50	100	28	56	28	56	
				Frosttauwechseln / Freeze-thaw cycles						
	mm	µm	M.-%		g/m ²		%		10 ⁻¹² m ² /s	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
N	6,6	7,7	0,16	0,48	1,28	136	451	~ 0	16	18,5
N ¹⁾	n. b.	n. b.	0,04	n. b.	n. b.	n. b.	n. b.	n. b.	n. b.	0,45
ZB2	9,6	10,9	0,38	3,53	31,7	236	484	2	65	26,0
BZK1	7,7	8,5	0,95	0,63	2,06	270	476	~ 0	~ 0	27,1
KN	8,8	10,8	1,11	0,25	0,83	108	869	~ 0	~ 0	31,4
KN ¹⁾	n. b.	n. b.	0,08	n. b.	n. b.	n. b.	n. b.	n. b.	n. b.	5,71
NBZK	7,2	8,7	0,40	0,33	0,95	200	873	7	23	18,6

d_c : Mittlere Carbonatisierungstiefe nach 365 d / Mean carbonation depth after 365 d
 d_{c2} : Maximale Carbonatisierungstiefe nach 365 d / Maximum carbonation depth after 365 d
 D_{CLM} : Migrationskoeffizient im Alter von 28 d / Migration coefficient at the age of 28 d
¹⁾ CEM III/B 42,5 und $w/z_{\text{plan}} = 0,45$ / $w/c_{\text{scheduled}} = 0,45$

Gehalte begrenzt, ergibt sich aus dem Kriterium „Carbonatisierung“ keine zusätzliche Einschränkung.

Frostwiderstand

Bis auf den Ziegelbruch ZB2 waren alle rezyklierten Gesteinskörnungen nach DIN 4226-1:1983-04 als „vF“ einzustufen und somit nur in Beton einsetzbar, der keinen Frosteinwirkungen ausgesetzt ist. Der Ziegelbruch ZB2 wies dagegen „eF- bzw. eFT-Qualität“ auf und könnte nach diesen Kriterien in Beton mit hohem Frost- und hohem Frosttausalz-widerstand verwendet werden. Wie die Bilder 6 und 7 zeigen, wurden dagegen in den Betonversuchen bis auf den Beton unter Verwendung von 100 Vol.-% Ziegelbruch ZB2 in der Korngruppe 2/16 mm nur geringe Abwitterungen und ein geringer Abfall des dynamischen E-Moduls ermittelt. Die Frostprüfungen der DIN 4226 geben also bei solchen „Negativergebnissen“ keinerlei Hinweise auf den Frostwiderstand des Betons. Bestehen die Gesteinskörnungen die Gesteinskörnungsprüfung, so kann

gravel. However, if the use of recycled aggregates is limited to the maximum levels derived from the static modulus of elasticity of the concrete then the „Carbonation“ criterion does not result in any additional restriction.

Freeze-thaw resistance

Except for the ZB2 crushed clay bricks all recycled aggregates were graded as „vF“ as defined in DIN 4226-1:1983-04 and can therefore only be used in concrete which is not exposed to any frost action. The ZB2 crushed brick, on the other hand, satisfied the „eF or eFT grade“ and on this criterion could be used in concrete with high resistance to freeze-thaw and to freeze-thaw with deicing salt. However, Figures 6 and 7 show that, with the exception of concrete using 100 vol.% ZB2 crushed brick in the particle size range 2/16 mm, only a small scaling loss and small drop in dynamic modulus of elasticity were determined in the concrete trials. Such „negative“ results mean that the freeze-thaw tests in DIN

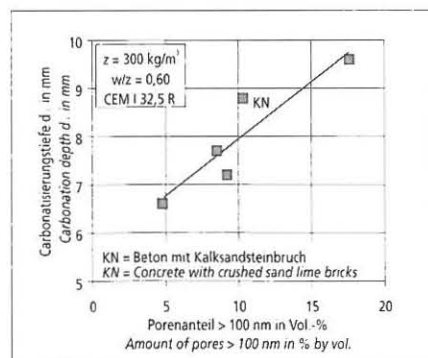


Bild 5: Mittlere Carbonatisierungstiefe der Betone im Alter von 365 d in Abhängigkeit von ihrem Porenanteil > 100 nm

Figure 5: Mean carbonation depth of the concretes at the age of 365 d as a function of the proportion of pores > 100 nm

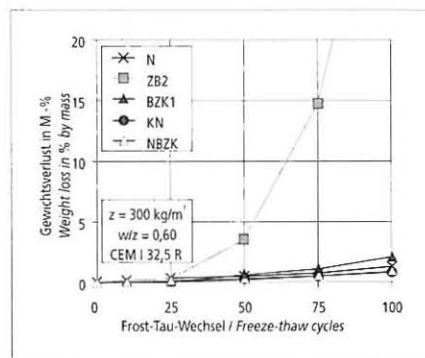


Bild 6: Gewichtsverlust in Abhängigkeit von der Anzahl der Frost-Tau-Wechsel – Frostprüfung nach dem Würfelverfahren

Figure 6: Weight loss as a function of the number of freeze-thaw cycles – Freeze-thaw test by the cube method

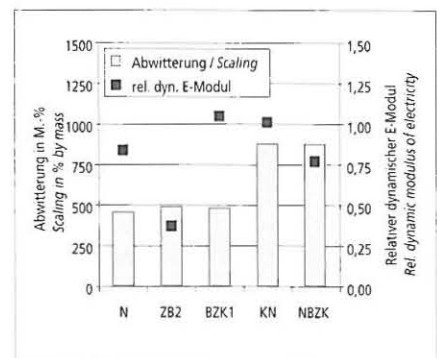


Bild 7: Abwitterung und relativer dynamischer E-Modul nach 56 Frost-Tau-Wechseln – Frostprüfung nach dem CIF-Verfahren ($z = 300 \text{ kg/m}^3$, $w/z = 0,60$, CEM I 32,5 R)

Figure 7: Scaling and relative dynamic modulus of elasticity of concrete after 56 freeze-thaw cycles – Freeze-thaw test by the CIF-test ($c = 300 \text{ kg/m}^3$, $w/c = 0.60$, CEM I 32,5 R)

nicht immer davon ausgegangen werden, dass mit keinerlei Schädigung des Betons infolge Frosteinwirkung zu rechnen ist, wie der Beton mit 100 Vol.-% Ziegelbruch ZB2 > 2 mm zeigt. Die vorliegenden Ergebnisse zum Frostwiderstand von Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen haben gezeigt, dass Betone mit rezyklierten Gesteinskörnungen > 2 mm aus bis zu 100 Vol.-% Betonbruch, rd. 50 Vol.-% Mauerziegelbruch (ohne porosierte Ziegel) oder rd. 70 Vol.-% Kalksandsteinbruch bei Prüfung mit dem Würfelverfahren und/oder dem CIF-Test einen hohen Frostwiderstand aufweisen. Sie sind daher für eine Anwendung in Betonen geeignet, bei denen durchgängig eine hohe Sättigung erwartet wird. Die Verwendung von porositerten Ziegeln sollte mit Blick auf den Frostwiderstand des Betons eingeschränkt werden. Positive Ergebnisse liegen hier nur für eine Anwendung in den genannten Betonen bis zu einem Gehalt von 15 Vol.-%, bezogen auf den Gesteinskörnungsanteil 2/16 mm, vor.

Widerstand gegenüber dem Eindringen von Chloriden

Versuche zum Widerstand des Betons gegen das Eindringen von Chloriden wurden ebenfalls an den Betonen mit 300 kg/m³ CEM I 32,5 R und einem planmäßigen Wasserzementwert $(w/z)_{\text{plan}} = 0,60$ durchgeführt. Betone mit einem solchen Wasserzementwert dürfen planmäßig nicht unter Umgebungsbedingungen eingesetzt werden, bei denen das Risiko einer durch Chloride verursachten Bewehrungskorrosion gegeben ist. DIN 1045-2 fordert in solchen Bereichen einen Mindestzementgehalt von 300 kg/m³ bei einem höchstzulässigen Wasserzementwert von 0,55 für XS1 (Außenbauteile in Küstennähe) bzw. XD1 (Bauteile im Sprühnebelbereich von Verkehrsflächen). Da die hier durchgeführten Untersuchungen zu einer vergleichenden Bewertung im Verhältnis zu Beton mit Rheinkies führen sollten und die gegebene Mischungszusammensetzung der in DIN 1045-2 geforderten sehr ähnlich war, wurde darin jedoch kein grundsätzliches Problem gesehen. Die durchgeführten Versuche sollen eine erste Einschätzung ermöglichen, wie Betone mit rezyklierten Gesteinskörnungen im Hinblick auf ihren Widerstand gegen das Eindringen von Chloriden zu beurteilen sind.

In verschiedenen Untersuchungen zum Einfluss von Steinkohlenflugasche auf den Widerstand des Betons gegen das Eindringen von Chloriden konnte gezeigt werden, dass der Grenzzadius der mit der Quecksilberdruckporosimetrie ermittelten Porenradialverteilung ein aussagekräftiger Kennwert zur Beurteilung des Diffusionswiderstandes gegenüber Chloridionen sein kann. Der Grenzzadius charakterisiert, bei welchem Radius erstmals größere Mengen Quecksilber in die Probe eindringen. Man geht davon aus, dass bei dem zugehörigen Druck Quecksilber alle größeren Poren füllt. Deshalb ist dieser Radius ein Kennwert, der die Größe der Verbindungskanäle zwischen den größeren Poren gut charakterisiert. Unterhalb von diesem Grenzzadius liegt ein kontinuierliches Porennetz vor, das den kompletten Prüfkörper durchdringt. Die in Bild 8 dargestellten Ergebnisse aus [18] zeigen reine Portlandzementmischungen (graue Kreise) sowie Mischungen mit Steinkohlenflugasche und/oder Hüttensand in unterschiedlichen Anteilen unter Verwendung dichter Gesteinskörnungen. Enthalten Betone mit Portlandzement, wie bei den hier untersuchten Betonen mit $(w/z)_{\text{plan}} = 0,60$, rezyklierte Gesteinskörnungen, die zusätzlich transportrelevante Poren enthalten, so erhöht sich der Chlorid-Migrationskoeffizient weiter mit zunehmendem Grenzzadius der Betone. Der ermittelte Zusammenhang ist deutlich flacher. Während sich der Migrationskoeffizient im Zementstein durch die Verwendung von Flugasche teilweise um bis zu zwei Größenordnungen verringern kann, war durch den Einsatz rezyklierter Gesteinskörnungen bei $(w/z)_{\text{plan}} = 0,60$ demgegenüber eine Erhöhung in der Größenordnung von bis zu rd. $13 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ festzustellen.

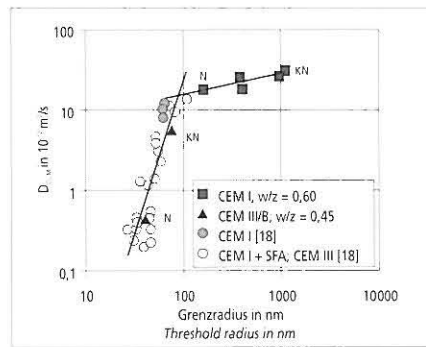


Bild 8: Zusammenhang zwischen dem Chlorid-Migrationskoeffizienten $D_{cl,m}$ und dem Grenzzadius der Porengrößenverteilung für Mörtel aus [18] sowie eigenen Betonen ohne und mit rezyklierten Gesteinskörnungen

Figure 8: Relationship between the chloride migration coefficient $D_{cl,m}$ and the threshold radius of the pore size distribution for mortars from [18] and for in-house concretes with and without recycled aggregates

4226 give absolutely no indication of the freeze-thaw resistance of the concrete. If the aggregates pass the aggregate test it can not always be assumed that no damage to the concrete can be expected as a result of the action of frost, as is demonstrated by the concrete made with 100 vol.% crushed clay bricks ZB2 > 2 mm. These results for the freeze-thaw resistance of concrete made with recycled aggregates have shown that concretes with recycled aggregates > 2 mm consisting of up to 100 vol.% crushed concrete, about 50 vol.% crushed clay bricks (without porous brick), or about 70 vol.% crushed sand-lime bricks exhibit high freeze-thaw resistance in the test by the cube method and/or the CIF test. They are therefore suitable for use in concretes in which a high level of saturation is expected at all times. The use of porous bricks should be restricted with a view to the freeze-thaw resistance of the concrete. In this case positive results were obtained only for application

in the named concretes up to a content of 15 vol.% relative to the 2/16 mm aggregate fraction.

Resistance to penetration by chlorides

Investigations into the resistance of concrete to penetration by chlorides were also carried out on concretes with 300 kg/m³ CEM I 32,5 R and a scheduled water/cement ratio of 0.60. Concretes with this water/cement ratio are not permitted to be used in designs for conditions in which there is a risk of corrosion of the reinforcement by chlorides. In such areas DIN 1045-2 requires a minimum cement content of 300 kg/m³ with a maximum permissible water/cement ratio of 0.55 for XS1 (external components in coastal regions) and XD1 (components within the range of spray from traffic areas). The investigations carried out here were intended to lead to a comparative evaluation in relation to concrete made with Rhine sand and Rhine gravel and the specified mix composition was very similar to that required in DIN 1045-2, so no basic problem was anticipated. The trials carried out should facilitate an initial estimate as to how concretes with recycled aggregates should be assessed with respect to their resistance to penetration by chlorides.

In various investigations into the influence of coal fly ash on the resistance of the concrete to penetration by chlorides it was shown that the threshold radius of the pore size distribution determined by mercury intrusion porosimetry can be a meaningful parameter for assessing the resistance to diffusion of chloride ions. The threshold radius characterizes the radius at which fairly large quantities of mercury first penetrate into the sample. It is assumed that at the associated pressure all larger pores are filled with mercury. This radius is therefore a parameter which provides a good indication of the size of the linking channels between the larger pores. Below this threshold radius there is a continuous network of pores which penetrates the complete test piece. The results from [18] shown in Figure 8 show pure Portland cement mixtures (closed circles) as well as mixtures with coal fly ash and/or granulated blastfurnace slag in varying proportions using dense aggregates. If concretes made with Portland cement contain recycled aggregates which also contain transport-relevant pores, as with the concretes investigated here with $(w/c)_{\text{scheduled}} = 0.60$, then the chloride migration coefficient increases further with increasing threshold radius of the concretes. The relationship determined is significantly flatter. The migration coefficient in the hardened cement paste can be reduced in some cases by up to two orders of magnitude by using fly ash but, on the other hand, an increase of the order of magnitude of up to about $13 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ was found as a result of the use of recycled aggregates with $(w/c)_{\text{scheduled}} = 0.60$. It is not surprising that the migration coefficient in this range is dependent to only a limited extent on the threshold radius. Pore radii between 0.5 μm and 10 μm (500 nm to 10000 nm) can be regarded as the upper

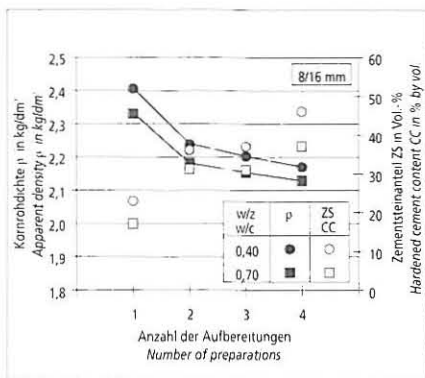


Bild 9: Kornrohdichte und Zementsteinanteil rezyklierter Gesteinskörnungen aus Betonsplitt bei mehrfacher Aufbereitung
Figure 9: Apparent density and hardened cement content of recycled concrete aggregates (RCA) after multiple recycling

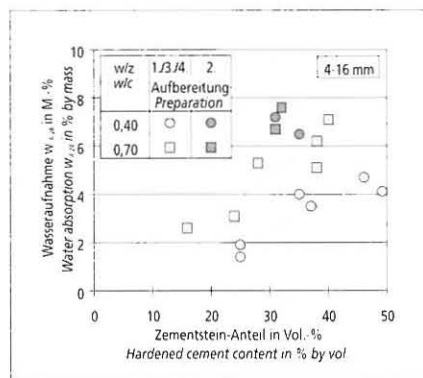


Bild 10: Wasseraufnahme in Abhängigkeit von dem Zementsteinanteil rezyklierter Gesteinskörnungen aus Betonsplitt > 4 mm
Figure 10: Water absorption as a function of the hardened cement content of recycled aggregate made from concrete chippings > 4 mm

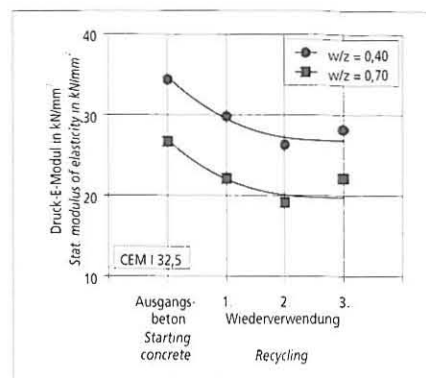


Bild 11: Entwicklung des statischen E-Moduls der Betone im Alter von 28 d in Abhängigkeit von der Anzahl der Aufbereitungen
Figure 11: Change of the static modulus of elasticity of concrete at 28 d as a function of the number of times it has been recycled

Dass der Migrationskoeffizient in diesem Bereich nur noch eingeschränkt vom Grenzzradius abhängt, ist dabei nicht verwunderlich. Als Obergrenze für den transportrelevanten Kapillarporenraum sind Porenradien zwischen $0,5 \mu\text{m}$ und $10 \mu\text{m}$ (500 nm bis 10000 nm) anzusehen. Da die Grenzzradien der Betone mit rezyklierten Gesteinskörnungen bei $(w/z)_{\text{plan}} = 0,60$ zwischen $0,38 \mu\text{m}$ und $1,11 \mu\text{m}$ (380 bis 1110 nm) lagen, wirkte sich die Erhöhung des Grenzzradius nur noch geringfügig aus.

Eine deutliche Reduzierung der Migrationskoeffizienten ist bei Grenzzradien $< 0,1 \text{ mm}$ (100 nm) feststellbar. Interessant war daher die Frage, wie sich eine Gefügeverdichtung der Matrix auswirken würde. Hierzu wurden Betone mit den Gesteinskörnungen N und KN in Kombination mit einem Hochofenzement CEM III/B 42,5 und einem planmäßigen Wasserzementwert $w/z_{\text{plan}} = 0,45$ hergestellt. Die Ergebnisse sind ebenfalls in Bild 8 dargestellt. Wie man erkennt, machte sich die Verdichtung der Matrix bei Verwendung der Gesteinskörnung KN zwar bemerkbar, im Vergleich zu dem Beton mit Rheinkiesand (N) war jedoch die Gesteinskörnung die bestimmende Größe.

4.3 Mehrfachrecycling von Beton

Zur Durchführung von Versuchen zur mehrfachen Aufbereitung und Wiederverwendung von Beton wurden u.a. Ausgangsbetone (AB) mit w/z -Werten zwischen $0,40$ und $0,70$ hergestellt (AB40, AB70). Die Betone wiesen unter Verwendung eines Zementes CEM I 32,5 R ein konstantes Gesteinskörnungsvolumen von $0,7 \text{ m}^3$ pro m^3 Beton Rheinkiesand (N) $0/16 \text{ mm}$ im Sieblinienbereich A/B auf. Betonsplitt aus einem Beton mit einem w/z -Wert von $0,40$ wurde bei jeder weiteren Verwendung wieder in einem Recycling-Beton (z.B. nach erster Wiederverwendung RB-1-40) mit diesem w/z -Wert eingesetzt. Hierdurch sollten entsprechende Randbereiche erfasst werden. Die Aufbereitung (Zerkleinerung) der hergestellten Betonprüfkörper (Zylinder und Balken) erfolgte jeweils im Alter von rd. 120 Tagen im Institut für Aufbereitung, Kokerei und Brikettierung der RWTH Aachen mit Hilfe eines Backenbrechers und eines Schlagbrechers.

Bild 9 zeigt die Kornrohdichten und den Zementsteinanteil der bei der Aufbereitung der Betone mit Wasserzementwerten $w/z = 0,40$ und $w/z = 0,70$ gewonnenen rezyklierten Gesteinskörnungen nach der ersten bis vierten Aufbereitung des Betons für die Korngruppe $8/16$. Nach der vierten Aufbereitung lagen die Kornrohdichten als Folge der Zunahme des Zementsteingehaltes bis zu 13% niedriger als die der ursprünglichen rezyklierten Gesteinskörnungen. Insgesamt war festzustellen, dass auch nach viermaliger Aufbereitung von Beton die Kornrohdichten oberhalb des in der Richtlinie „Beton mit rezykliertem Zuschlag“ [19] festgelegten unteren Grenzwertes von $2,0 \text{ kg/dm}^3$ für die mittlere Kornrohdichte rezyklierter Gesteinskörnungen aus Betonsplitt und Betonbrechsand lagen und die Gesteinskörnungen somit zur Herstellung von Beton verwendet werden könnten.

limit for the transport-relevant capillary pore void. The threshold radii of the concretes with recycled aggregates with $(w/c)_{\text{scheduled}} = 0,60$ lay between $0,38 \mu\text{m}$ and $1,11 \mu\text{m}$ (380 to 1110 nm) so the increase in threshold radius had only a slight affect.

A significant reduction in the migration coefficient can be detected at threshold radii $< 0,1 \mu\text{m}$ (100 nm). The effect of consolidating the matrix microstructure therefore posed an interesting question. For this purpose concretes were produced with the aggregates N and KN in combination with a CEM III/B 42,5 blast-furnace cement and a scheduled water/cement ratio of $0,45$. The results are also shown in Figure 8. As can be seen, the consolidation of the matrix when using aggregate KN was in fact noticeable but when compared to the concrete made with Rhine sand and Rhine gravel (N) the aggregate was in fact the determining variable.

4.3 Multiple recycling of concrete

Original concretes (AB) with w/c between $0,40$ and $0,70$ (AB40, AB70) were produced for carrying out investigations into the multiple processing and re-use of concrete. The concretes had a constant aggregate volume of $0,7 \text{ m}^3$ of $0/16 \text{ mm}$ Rhine sand and Rhine gravel (N) of the grading curve range A/B per m^3 concrete when using CEM I 32,5 R cement. Concrete chippings made from a concrete with a w/c of $0,40$ were used for each further use in a recycled concrete (e.g. after first re-use RB-1-40) with this w/c . This was intended to cover corresponding boundary regions. In each case the concrete test pieces produced (cylinders and beams) were processed (comminuted) at the age of 120 days at the Institut für Aufbereitung, Kokerei und Brikettierung at the Aachen University of Technology using a jaw crusher and an impact crusher.

Figure 9 shows the apparent densities and the proportion of hardened cement paste of the recycled aggregates recovered during the processing of concretes with water/cement ratios $w/c = 0,40$ and $w/c = 0,70$ after the first to the fourth processing of the concrete for the particle size range $8/16$. After the fourth processing the apparent densities were up to 13% lower than that of the originally recycled aggregates as a result of the increase in the content of hardened cement paste. As a whole it was established that even after the concrete had been processed four times the apparent densities lay above the lower limit of $2,0 \text{ kg/dm}^3$ for the average apparent density of recycled aggregates made from concrete chippings and concrete crusher sand as laid down in the code of practice "Concrete with recycled aggregate" [19], so the aggregates can be used as aggregates for producing concrete.

The results of the strength and deformation characteristics as well as the total open porosities of the concretes investigated are given in Table 6. Figure 11 shows examples of the change in the static modulus of elasticity of concrete as a function of the number of times it has been recycled. Elastic moduli which were about 12% or 14% lower than in the original concretes were determined after the third re-use. The classification of these values in compar-

Tafel 6: Mehrfachrecycling: Ergebnisse zum Festigkeits- und Verformungsverhalten sowie der gesamten offenen Porosität der untersuchten Betone
 Table 6: Multiple recycling: Strength and deformation behaviour as well as total open porosity of the concretes investigated

Beton Concrete	Rohdichte ¹⁾ Density ¹⁾		$\beta_{D,28}$		$E_{b,28}$		$\mu_{b,28}$		$\epsilon_{b,u,28}$		$W_{v,d}$	
	kg/dm ³	rel ²⁾	N/mm ²	rel ²⁾	N/mm ²	rel ²⁾	–	rel ²⁾	mm/m	rel ²⁾	Vol.-%	rel ²⁾
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
AB40	2,34	1,0	59,0	1,0	32.900	1,0	0,18	1,0	2,094	1,0	14,9	1,0
AB70	2,30	1,0	30,0	1,0	25.200	1,0	0,14	1,0	1,945	1,0	16,8	1,0
RB-1-40	2,30	0,98	57,9	0,98	29.400	0,89	0,19	1,06	2,681	1,28	16,0	1,07
RB-1-70	2,21	0,96	28,2	0,94	22.500	0,89	0,16	1,14	2,305	1,19	19,0	1,13
RB-2-40	2,25	0,96	44,9	0,76	26.400	0,80	0,18	1,00	2,667	1,27	21,3	1,43
RB-2-70	2,14	0,93	19,4	0,65	19.400	0,77	0,18	1,29	2,315	1,19	24,5	1,46
RB-3-40	2,22	0,95	59,2	1,00	28.200	0,86	0,18	1,00	3,154	1,51	20,5	1,38
RB-3-70	2,11	0,92	27,6	0,92	22.100	0,88	0,17	1,21	2,539	1,31	22,3	1,33

¹⁾ Rohdichte der Prüfkörper zur Bestimmung der Betondruckfestigkeit gemäß Spalte 4 /
 Density of specimens for the determination of the compressive strength acc. to column 4

²⁾ Relativwert bezogen auf den entsprechenden Ausgangsbeton AB / Relative value referring to the corresponding original AB concrete

$\beta_{D,28}$: Druckfestigkeit, Würfel: Kantenlänge 150 mm / Compressive strength, cubes 150 mm

$E_{b,28}$: Statischer E-Modul, Zylinder D/H = 150/300 mm / Static modulus of elasticity, cylinder 150/300 mm

$\mu_{b,28}$: Querdehnzahl / Poisson's ratio

$\epsilon_{b,u,28}$: Längsdehnung im Bruchzustand (lastgeregelt) / Ultimate longitudinal strain under compression (load controlled)

$W_{v,d}$: Gesamte offene Porosität / Total open porosity

Die Ergebnisse zum Festigkeits- und Verformungsverhalten sowie die gesamten offenen Porositäten der untersuchten Betone enthält Tafel 6. Bild 11 zeigt beispielhaft die Entwicklung des statischen E-Moduls in Abhängigkeit von der Anzahl der Aufbereitungen. Im Vergleich zu den Ausgangsbetonen wurden nach der dritten Wiederverwendung 12 % bzw. 14 % niedrigere E-Moduln ermittelt. Die Einordnung dieser Werte im Vergleich zu Betonen mit natürlichen Gesteinskörnungen wurde bereits in Abschnitt 4.2.3 behandelt. Insgesamt fallen bei der Betrachtung der Ergebnisse in Tafel 6 die im Vergleich zu den übrigen Werten signifikant niedrigeren Druckfestigkeiten und E-Moduln sowie deutlich erhöhte gesamte offene Porositäten der Betone nach der zweiten Aufbereitung auf. Wie in Bild 10 zu erkennen ist, war nach der zweiten Aufbereitung ein scheinbarer deutlicher Anstieg der Wasseraufnahme ermittelt worden. Eine fehlerhafte Bestimmung konnte vor dem Hintergrund der übrigen Werte nicht ausgeschlossen werden. Da die rezyklierten Gesteinskörnungen mit der auf diesem Wege bestimmten Wassermenge vorgemischt worden waren, dürften die Eigenschaften der Betone nach der zweiten Aufbereitung durch im Vergleich zu den übrigen Betonen erhöhte wirksame Wasserzementwerte beeinflusst worden sein. Ohne diesen Einfluss entstand praktisch keine Verringerung der Betondruckfestigkeit durch die mehrfache Wiederverwendung.

Insgesamt war festzustellen, dass Recyclingbeton mehrfach ohne wesentliche Qualitätsverluste wieder verwendet werden kann. Diese Aussage gilt für die Verwendung von Betonsplitt > 4 mm und unter der Voraussetzung, dass der Beton auf gleichem Festigkeitsniveau wieder verwendet wird. D.h., bei der Wiederverwendung von Betonsplitt aus Beton einer bestimmten Festigkeitsklasse wird dieser wieder in Beton derselben Festigkeitsklasse (w/z-Wert!) eingesetzt. Untersucht wurden die Parameter Druckfestigkeit und statischer E-Modul. Auch für die Carbonatisierung des Betons ist nach den hier ermittelten gesamten offenen Porositäten des Betons kein deutlicher Anstieg zu erwarten. Diese Ergebnisse wurden bei mittleren Zementsteingehalten der rezyklierten Gesteinskörnungen zwischen rd. 30 Vol.-% und 45 Vol.-% erzielt. Eine weitere Optimierung der Zerkleinerungstechnik zur Minimierung des Zementsteingehaltes erscheint daher nicht unbedingt notwendig. Bei der Verwendung eines Praxisgemisches unbekannter Herkunft (Betonbruch 2/16 mm – keine Ergebnisdarstellung) konnten bei erneuter Wiederverwendung ebenfalls keine wesentlichen Veränderungen der genannten Parameter festgestellt werden.

4.4 Mauer Mörtel mit rezyklierten Gesteinskörnungen

In einem eigenen Versuchsprogramm wurde der Option der Verwendung von Brechsanden in Mauer Mörteln nachgegangen.

ison with concretes made with natural aggregates has already been dealt with in Section 4.2.3. As a whole the compressive strengths and elastic moduli, which are significantly lower in comparison to the other values, as well as the significantly increased total open porosities of the concretes after the second processing, stand out in the examination of the results in Table 6. Figure 10 shows that an apparently significant rise in water absorption had been determined after the second processing. Against the background of the other values it is not possible to rule out a faulty determination. The recycled aggregates had been pre-wetted with the quantity of water determined in this way so the properties of the concretes after the second processing may well have been influenced by the increased effective water/cement ratio compared to the other concretes. Apart from this effect there was practically no reduction in concrete compressive strength due to repeated re-use.

As a whole, it was established that recycled concrete can be re-used again repeatedly without essential loss of quality. This applies to the use of concrete chippings > 4 mm under the precondition that the concrete is re-used at the same strength level, i.e. that when the concrete chippings made from concrete of a certain strength class are re-used they are used again in concrete of the same strength class (w/c value!). The compressive strength and static modulus of elasticity parameters were examined. The total open porosities of the concrete measured here show that neither should any significant increase be expected in the carbonation of the concrete. These results were achieved with average levels of hardened cement paste in the recycled aggregates of between about 30 vol.-% and 45 vol.-%. Further optimization of the comminution technology to minimize the content of hardened cement paste therefore does not appear entirely necessary. No essential changes of the given parameters could be detected during repeated re-use of a practical mix of unknown origin (crushed concrete 2/16 mm – no data given).

4.4 Masonry mortar made with recycled aggregates

The option of using crusher sands in masonry mortars was examined in an in-house test programme. Based on the investigations in [20], mixtures of concrete, clay brick and sand-lime brick crusher sands were investigated in addition to plain materials in analogy with the tests in Section 4.2.

Five 0/4 mm crusher sands produced from single materials were available as the starting materials. These were two concrete crusher sands (AB40, AB70), a sand-lime brick crusher sand (KSB) and two types of clay brick crusher sand (ZB1, ZB2). The reference material, which was not recycled, was Rhine sand (RS). The concrete crusher sands came from the processing of the original concretes in the "multiple recycling" test programme (cf. Section 4.3).

Ausgehend von den Untersuchungen in [20] wurden neben sortenreinen Materialien, analog zu den Versuchen in Abschnitt 4.2, auch Gemische aus Beton-, Mauerziegel- und Kalksandsteinbrechsanden untersucht.

Als Ausgangsmaterialien standen fünf sortenrein hergestellte Brechsande 0/4 mm zur Verfügung. Es handelte sich hierbei um zwei Betonbrechsande (AB40, AB70), einen Kalksandsteinbrechsand (KSB) sowie zwei Sorten Ziegelbrechsand (ZB1, ZB2). Das nicht rezyklierte Referenzmaterial war Rheinsand (RS). Die Betonbrechsande stammten aus der Aufbereitung der Ausgangsbetone im Versuchsprogramm „Mehrfachrecycling“ (vgl. Abschnitt 4.3). Bei dem Kalksandsteinbrechsand (KSB) und den zwei Sorten Ziegelbrechsand (ZB1, ZB2) handelte es sich um die Brechsande der Ausgangsmaterialien aus dem Versuchsprogramm in Abschnitt 4.2.

Als Versuchsmörtel wurde in Anlehnung an die Untersuchungen in [20] ein Normalmörtel der Mörtelgruppe NM IIa nach DIN 1053 Teil 1 [21] ausgewählt. Die Zusammensetzung wurde auf Grundlage des Rezeptmörtels nach Tafel 2.1 Zeile 9 der DIN 1053 Teil 1 festgelegt. Als Bindemittel sind dabei Zement und Kalkhydrat einzusetzen, wobei hier ein Portlandzement CEM I 32,5 R und handelsübliches Weißkalkhydrat verwendet wurden. Das Mischungsverhältnis des Rezeptmörtels von Kalkhydrat : Zement : Sand betrug dabei 1 : 1 : 6 in Raumteilen. Es wurden insgesamt 15 Mörtel mit den nach Tafel 7 zusammengesetzten Gesteinskörnungen hergestellt. Zusätze wurden nicht verwendet. Zur Ermittlung der Bindemittel- und Gesteinskörnungsmassanteile erfolgte eine Umrechnung des in Raumteilen angegebenen Mischungsverhältnisses mit Hilfe der Schüttdichten. Tafel 8 zeigt beispielhaft einige der im Alter von 28 Tagen ermittelten Festmörteleigenschaften.

In Übereinstimmung mit Literaturergebnissen zeigen diese Daten, dass unter Verwendung von Betonbrechsand ≤ 4 mm Normalmörtel der Mörtelgruppe IIa hergestellt werden können. Gleiches galt für die beiden eingesetzten Ziegelbrechsande. Die Vermischung von Beton und Mauerwerk aus Mauerziegeln – untersucht wurden Ziegelanteile bis 85 M.-% – stellt nach den hier erzielten Ergebnissen für die Mörteldruckfestigkeit im Hinblick auf die Verwendung der anfallenden Brechsande keine Beeinträchtigung der Verwertbarkeit dar. Mörtel mit Beton- und Ziegelbrechsand erreichten stets die für die genannte Mörtelgruppe in DIN 1053-1

The sand-lime brick crusher sand (KSB) and the two types of clay brick crusher sand (ZB1, ZB2) were the crusher sands made from the original materials from the test programme in Section 4.2.

A standard mortar of the NM IIa mortar group as defined in DIN 1053 Part 1 [21] was chosen as the test mortar in accordance with the investigations in [20]. The composition was laid down on the basis of the designated mortar in Table 2.1, Line 9, of DIN 1053 Part 1. Cement and hydrated lime were to be used as the binders, and a CEM I 32,5 R Portland cement and a normal commercial white hydrated lime were used here. The hydrated lime : cement : sand mixing ratio of the designated mortar was 1 : 1 : 6 in parts by volume. A total of 15 mortars were produced with the aggregates listed in Table 7. Additives were not used. A conversion calculation of the mixing ratio specified in parts by volume was carried out with the aid of the bulk densities to determine the proportions of binders and aggregate by mass. By way of example Table 8 shows some of the solid mortar properties determined at 28 days.

These data agree with the results in the literature and show that it is possible to produce normal mortar of the IIa mortar group using concrete crusher sands ≤ 4 mm. The same applies to the two clay brick crusher sands used. According to the results achieved here for the mortar compressive strength the mixture of concrete and masonry made of clay bricks – proportions of brick of up to 85 wt.% were investigated – showed no adverse effect on the usability in respect of the use of the crusher sands obtained. In all cases the mortars made with concretes and clay brick crusher sand reached the compressive strength of 5.0 N/mm² required in DIN 1053-1 for quality control for the named mortar group. The value of 7.0 N/mm² stipulated for the compliance test were also reached or even exceeded in the majority of cases. The values for the β_{BZ}/β_D ratio lay in the range of the values determined in [20] and therefore within the range of empirical values for normal NM IIa mortar.

Based on the shrinkage values measured on the mortars made with concrete crusher sand it can be assumed that masonry mortar made with 100 wt.% concrete crusher sand shrinks more than nor-

Tafel 7: Zusammenstellung der Gesteinskörnungsgemische zur Herstellung von Mauermörteln

Table 7: Review of the aggregate mixes used for the production of masonry mortars

Bezeichnung Marking	Gesteinskörnung / Aggregate					
	AB40	AB70	KSB	ZB1	ZB2	RS
	M.-%					
1	2	3	4	5	6	7
1.100 (AB40)	100	–	–	–	–	–
2.100 (AB70)	–	100	–	–	–	–
3.100 (KSB)	–	–	100	–	–	–
4.100 (ZB1)	–	–	–	100	–	–
5.100 (ZB2)	–	–	–	–	100	–
6.100 (RS)	–	–	–	–	–	100
2.85-3.15	–	85	15	–	–	–
2.50-3.50	–	50	50	–	–	–
2.15-3.85	–	15	85	–	–	–
2.85-4.15	–	85	–	15	–	–
2.50-4.50	–	50	–	50	–	–
2.85-5.15	–	85	–	–	15	–
2.50-5.50	–	50	–	–	50	–
2.80-3.10-4.10	–	80	10	10	–	–
2.50-3.10-4.40	–	50	10	40	–	–

Tafel 8: Festmörteleigenschaften der untersuchten Mörtel
Table 8: Properties of the hardened mortars investigated

Mörtel Mortar	β_D	β_{BZ}/β_D	ϵ_s	ρ_D	P_{Hg}
	N/mm ²	–	mm/m	kg/dm ³	Vol.-%
1	2	3	4	5	6
1.100 (AB40)	9,66	0,37	1,26	1,635	34,0
2.100 (AB70)	5,89	0,39	1,29	1,635	34,2
3.100 (KSB)	4,07	0,33	1,56	1,635	35,8
4.100 (ZB1)	9,34	0,37	0,73	1,520	37,1
5.100 (ZB2)	7,48	0,30	0,81	1,325	35,8
6.100 (RS)	8,08	0,35	0,55	1,985	23,1
2.85-3.15	6,40	0,31	1,52	1,630	37,1
2.50-3.50	5,93	0,27	1,65	1,525	34,7
2.15-3.85	4,65	0,36	1,70	1,640	36,1
2.85-4.15	6,39	0,39	1,30	1,595	35,8
2.50-4.50	8,06	0,39	1,05	1,555	37,4
2.85-5.15	6,80	0,39	1,29	1,560	38,2
2.50-5.50	7,15	0,40	1,09	1,480	42,4
2.80-3.10-5.10	7,00	0,35	1,31	1,590	36,3
2.50-3.10-4.40	7,25	0,36	1,13	1,580	36,7

β_D : Mörteldruckfestigkeit im Alter von 28 d

Compressive strength of mortars at the age of 28 d

β_{BZ}/β_D : Verhältnis Biegezugfestigkeit zu Mörteldruckfestigkeit im Alter von 28 d
Ratio of flexural tensile strength to mortar compressive strength at 28 d

ϵ_s : Schwinddehnung nach 90tägiger Lagerung im Klima 20 °C/65 % r. F.

Shrinkage after 90 d storage at 20 °C/65 % r. F.

ρ_D : Trockenrohichte im Alter von 28 d (Quecksilberdruckporosimetrie)

Dry density at the age of 28 d (Hg intrusion porosimetry)

P_{Hg} : Gesamtporosität im Alter von 28 d (Quecksilberdruckporosimetrie)

Total porosity at the age of 28 d (Hg intrusion porosimetry)

für die Güteprüfung geforderte Druckfestigkeit von 5,0 N/mm². In den meisten Fällen wurde auch der für die Eignungsprüfung festgelegte Wert von 7,0 N/mm² erreicht oder sogar überschritten. Die Werte für das Verhältnis β_{BZ}/β_D lagen im Bereich der in [20] ermittelten Werte und damit in der Bandbreite der für Normalmörtel NM IIa bekannten Werte.

Aufgrund der an den Mörteln mit Betonbrechsand ermittelten Schwinddehnungen ist davon auszugehen, dass Mauermörtel mit 100 M.-% Betonbrechsand mehr schwindet als übliche Normalmörtel. In [22] werden für Normalmörtel bei einer Lagerung in 65 % relativer Luftfeuchte Endschwindwerte von 0,5 mm/m bis 1,5 mm/m angegeben. Bei Verwendung von Betonbrechsanden ist nach dem zeitlichen Verlauf des Schwindens mit Endschwindwerten > 1,5 mm/m zu rechnen. Durch den Austausch von Betonbrechsand gegen Kalksandsteinbrechsand nahm das Schwinden weiter zu. Durch den Austausch von Betonbrechsand gegen Ziegelbrechsand konnte eine Verringerung der Schwinddehnungen erreicht werden. Besteht der Brechsand zu 50 M.-% aus Beton bzw. zementgebundenen Anteilen und zu 50 M.-% aus Ziegelbrechsand, so ist mit Endschwindmaßen im Wertebereich von Normalmörteln zu rechnen.

Im Hinblick auf die Verwendung von Brechsanden zur Herstellung von Mauermörteln wurde auf der Grundlage der hier ermittelten Versuchsergebnisse die Feuchtedehnung, d.h. das Schwinden, als „Leitgröße“ angesehen. Dieser Parameter wurde als die Eigenschaft ermittelt, die eine Wiederverwendung als Gesteinskörnung für Mauermörtel am stärksten einschränkt. Die aus den Versuchen abgeleiteten einsetzbaren Mengen (Abschnitt 5) wurden aus den im Alter von 90 Tagen nach Luftlagerung ermittelten Schwindwerten im Verhältnis zum Mörtel mit Rheinsand errechnet. Dabei wurde von einem linearen Verhältnis zwischen Gesteinskörnungsanteil und Schwindmaß ausgegangen.

Um die Eignung der rezyklierten Gesteinskörnungen zur Herstellung von Mauermörteln nach DIN 1053-1 abschließend nachzuweisen, müssten noch weitere Eigenschaften überprüft werden. Für Normalmörtel müssen neben der Druckfestigkeit die Anforderungen an die Haftscherfestigkeit und die Druckfestigkeit in der Fuge eingehalten werden. Auf der Grundlage der in [20] ermittelten Ergebnisse sind aufgrund dieser Parameter jedoch bei den hier untersuchten Gesteinskörnungen keine weiteren Einschränkungen zu erwarten. Zwei der hier untersuchten Mörtel könnten aufgrund ihrer Trockenrohdichte (< 1,5 kg/dm³) den Leichtmörteln zugeordnet werden. Sollen sie in diesem Anwendungsbereich eingesetzt werden, wären zusätzlich der Quer- und Längsdehnungsmodul, die Haftscherfestigkeit und die Wärmeleitfähigkeit zu prüfen.

5 Schlussfolgerungen – Beitrag zur Nachhaltigkeit

Der Beitrag der stofflichen Wiederverwendung mineralischer Baustoffe zu den Zielen Ressourcenschonung und Abfallvermeidung lässt sich nur bedingt quantifizieren. Ein Grund ist die unscharfe Datenlage im Hinblick auf den Anfall und die Zusammensetzung der mineralischen Bauabfälle. Die Verwendung neuer Baustoffe sowie Anfall und Zusammensetzung der Bauabfälle sind regional unterschiedlich und von der jeweils aktuellen Marktsituation bzw. der Baukonjunktur abhängig. Bild 12 zeigt, welche Einsatzmöglichkeiten für rezyklierte Gesteinskörnungen > 2 mm maximal z.B. in Betonen für Innenbauteile zu erwarten sind. Auf der Grundlage der dargestellten Untersuchungsergebnisse können – wie das angegebene Beispiel zeigt – in der Korngruppe 2/16 mm (Sieblinie A/B 16) 64 Vol.-% an rezykliertem Gesteinskörnung eingesetzt werden, wenn die Konstruktion zu rd. 70 Vol.-% aus Beton, zu rd. 20 Vol.-% aus Hochlochziegelmauerwerk und zu rd. 10 Vol.-% aus Kalksandsteinmauerwerk besteht. Bei einer reinen Betonkonstruktion erhöht sich der einsetzbare Anteil auf rd. 80 Vol.-%. Diesen Werten liegen die Untersuchungen zum Festigkeits- und Verformungsverhalten zugrunde, in denen der E-Modul des Betons als der Parameter identifiziert wurde, der die Wiederverwertung maßgeblich begrenzt. Wie aus Bild 12 hervorgeht, können in einem Beton für Innenbauteile je nach Zusammensetzung des Ausgangsmaterials rd. 40 Vol.-% bis 80 Vol.-% der natürlichen Gesteinskörnung > 2 mm durch eine rezyklierte Gesteinskörnung ersetzt werden. Diese Werte entsprechen bei einer Sieblinie A/B 16 rd. 25 Vol.-% bis

mal mortar. Ultimate shrinkage values of 0.5 mm/m to 1.5 mm/m are given in [22] for normal mortar during storage in 65 % relative air humidity. Based on the behaviour of the shrinkage with time ultimate shrinkage values > 1.5 mm/m can be expected when using concrete crusher sand. The shrinkage increased further when concrete crusher sand was replaced by sand-lime brick crusher sand but a reduction in the shrinkage values was achieved when concrete crusher sand was replaced by clay brick crusher sand. If the crusher sand consists of 50 wt.% concrete and cement-bonded fractions and 50 wt.% clay brick crusher sand then ultimate shrinkage values which lie within the range of values of normal mortars can be expected.

In respect of the use of crusher sands for producing masonry mortars the change in length due to moisture, i.e. the shrinkage, was regarded as the “command variable” on the basis of the test results determined here. This parameter was determined as the property which causes the greatest restriction on re-use as aggregate for masonry mortar. The quantities which can be used as deduced from the trials (Section 5) were calculated from the shrinkage values determined after 90 days’ air storage in relation to mortar made with Rhine sand. A linear relationship between the proportion of aggregate and the shrinkage was assumed.

Further properties would have to be checked for ultimate verification of the suitability of the recycled aggregates for producing masonry mortars conforming to DIN 1053-1. For normal mortars it is necessary to meet not only the requirements on the compressive strength but also the requirements on adhesive shear strength and compressive strength in joints. However, on the basis of the results determined in [20] these parameters are not expected to cause any further limitations for the aggregates investigated here. Because of their dry densities (< 1.5 kg/dm³) two of the mortars investigated here could be classified as lightweight mortars. If they are to be used in this area of application it would also be necessary to check the moduli for lateral and longitudinal strain, the adhesive shear strength and the thermal conductivity.

5 Conclusions - contribution to sustainability

The contribution made by the re-use of mineral building materials to the objectives of conserving resources and avoiding waste can only be quantified to a limited extent. One reason is the uncertainty of the data with respect to the quantity and composition of the mineral building wastes. The use of new building materials and the quantity and composition of the building wastes differ regionally and depend on the particular market situation and building activities at any given time. Figure 12 shows the maximum potential usage which can be expected for recycled aggregates larger than 2 mm, e.g. in concretes for internal components. On the basis of these investigative results it is possible – as the given example shows – to use 64 vol.% of recycled aggregate in the size range 2/16 mm (grading curve A/B 16), when the structure consists of about 70 vol.% of concrete, about 20 vol.% of vertically perforated clay bricks, and about 10 vol.% of sand-lime bricks. With a structure made entirely of concrete the percentage which can be used increases to about 80 vol.%. These values are based on the investigations into the strength and deformation characteristics, in which the modulus of elasticity of the concrete was identified as the parameter which essentially limits the re-use. As can be seen from Figure 12, about 40 to 80 vol.% of the natural aggregates larger than 2 mm in a concrete for internal components can, depending on the composition of the starting material, be replaced by a recycled aggregate. For an A/B 16 grading curve these values correspond to about 25 to 50 vol.% of the total aggregate. The code of practice “Concrete with recycled aggregate” is therefore expected to permit the use of a maximum of 50 vol.% of recycled aggregate larger than 2 mm in concretes for internal components. It has also been established that concrete can be re-used several times without essential loss of quality.

Of the quantity of natural aggregates (gravel/sand, etc.) required annually in Germany for producing ready-mixed concrete of the B 25 strength class about 40 % by mass (about 16 million t) could theoretically be replaced in concrete for external components, e.g. during the processing of 18 million t building rubble from struc-

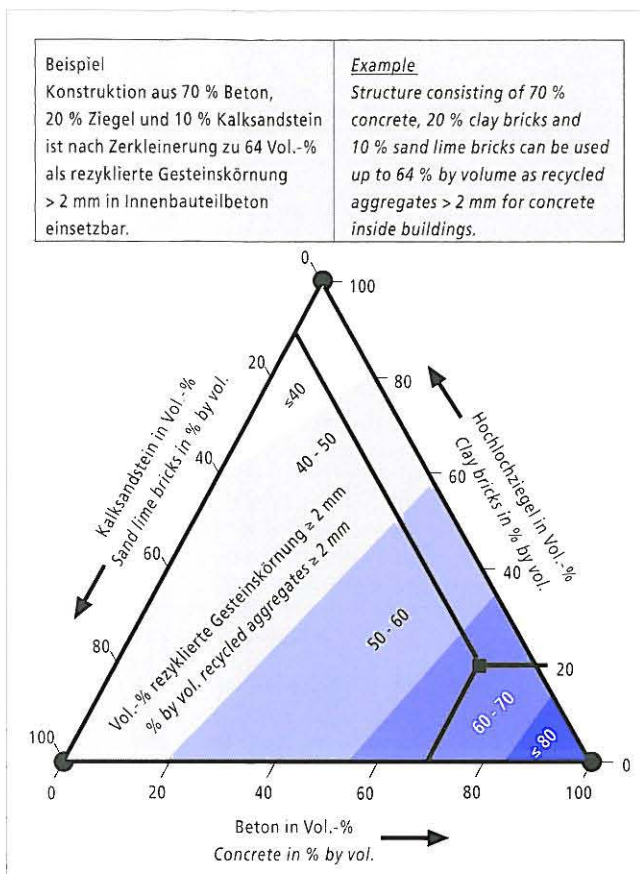


Bild 12: Beton in Kombination mit Kalksandsteinen und Hochlochziegeln; Grenzen der Verwertung als Gesteinskörnung für Beton – Kriterium: E-Modul

Figure 12: Concrete in combination with sand-lime bricks and vertically perforated clay bricks; limits to recycling as concrete aggregate – criterion: modulus of elasticity

50 Vol.-% der gesamten Gesteinskörnung. Die Richtlinie „Beton mit rezykliertem Zuschlag“ wird daher voraussichtlich den Einsatz von maximal 50 Vol.-% rezyklierter Gesteinskörnung > 2 mm in Innenbauteilbetonen zulassen. Es wurde weiterhin festgestellt, dass Beton mehrfach ohne wesentliche Qualitätsverluste wiederverwendet werden kann.

Von der in Deutschland jährlich zur Herstellung von Transportbeton der Festigkeitsklasse B 25 benötigten Menge natürlicher Gesteinskörnungen (Kies/Sand o.a.) könnten theoretisch in Beton für Außenbauteile z.B. bei Aufbereitung von 18 Mio. t Bauschutt aus Konstruktionen, die im Mittel zu rd. 60 Vol.-% aus Beton und zu 40 Vol.-% aus Mauerziegeln bestanden, rd. 40 M.-% (rd. 16 Mio. t) ersetzt werden. Bei dieser Zusammensetzung könnten gleichzeitig rd. 50 M.-% (rd. 1,3 Mio. t) des zur Herstellung von Normalmörtel benötigten Sandes eingespart werden. Bei reinen Betonkonstruktionen könnten rd. 50 M.-% der Gesteinskörnung im Beton bzw. 40 M.-% der Gesteinskörnung im Mörtel substituiert werden. Der Beitrag zur Abfallvermeidung und damit der umwelttechnische Nutzen lässt sich durch die Betrachtung für 1 m³ verbauter Baustoffe am Ende seiner Nutzungsphase beurteilen. Bild 13 zeigt für verschiedene Baustoffkombinationen den sog. Verwertungsgrad. Dieser Wert entspricht dem Volumenverhältnis von verbautem Baustoff am Ende seiner Nutzung zu neuem Baustoff (Beton und Mörtel), der zu seiner vollständigen Verwertung im Hochbau hergestellt werden müsste. Dabei wurde die vollständige Verwendung der rezyklierten Gesteinskörnung 2/16 mm im Beton und des restlichen Materials 0/2 mm im Mauerarmörtel angenommen. Die Verwendung rezyklierter Gesteinskörnungen für Mörtel und Beton leistet damit einen Beitrag zu einer hochwertigen Kreislaufführung von Bauabfällen entsprechend einem Verwertungsgrad zwischen 20 % und 40 %.

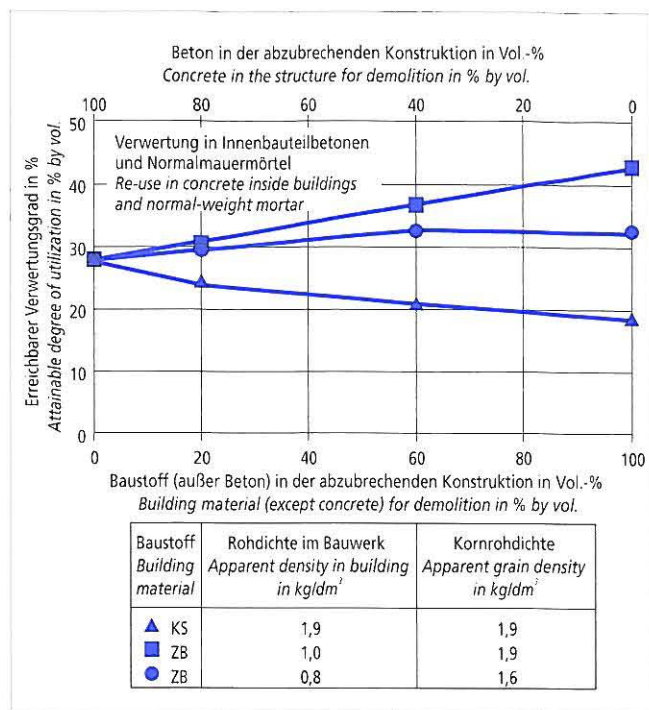


Bild 13: Erreichbarer Verwertungsgrad von 1 m³ verbauter Baustoffe [Beton/Mauerziegel (ZB)/Kalksandstein (KS)] bei Verwertung als Gesteinskörnung für Beton und Mauerarmörtel

Figure 13: Attainable degree of utilization for 1 m³ of installed building materials [concrete/clay bricks (ZB)/sand-lime bricks (KS)] when recycled as aggregate for concrete and masonry mortar

tures which consist on average of about 60 vol.-% of concrete and 40 vol.-% of masonry bricks. With this composition it would also be possible to save about 50 % by mass (about 1.3 million t) of the sand required for producing standard mortar. For structures made entirely of concrete about 50 % by mass of the aggregate in the concrete and 40 % by mass of the aggregate in the mortar could be replaced. The contribution to avoidance of waste, and hence to the benefit of the environment, can be assessed by considering 1 m³ of installed building materials at the end of its utilization phase. Figure 13 shows the degree of utilization for different building material combinations. This value corresponds to the volume ratio of installed building material at the end of its utilization to be produced for complete utilization of the used building material in building construction. This assumes complete usage of the recycled 2/16 mm aggregate in concrete and of the remaining 0/2 mm material in masonry mortar. The use of recycled aggregates for mortar and concrete therefore makes a contribution to high grade recycling of building wastes corresponding to a degree of utilization of between 20 and 40 %.

Literatur / Literature

- [1] WCED, 1987. Our Common Future (Der Brundlandt-Bericht). Oxford, World Commission on Environment and Development/ Oxford University Press, 393 S. (deutsch: Unsere gemeinsame Zukunft; Der Brundlandt-Bericht der Weltkommission für Umwelt und Entwicklung, Herausgeber: Volker Hauff, Eggenkamp Verlag, Greven 1987, 421 S.)
- [2] Deutscher Bundestag: Abschlussbericht der Enquete-Kommission „Schutz des Menschen und der Umwelt – Ziele und Rahmenbedingungen einer nachhaltig zukunftsverträglichen Entwicklung“. Konzept Nachhaltigkeit vom Leitbild zur Umsetzung, Bonn: Deutscher Bundestag, 1998. – Drucksache 13/11200
- [3] Hasse, R.: Funktionen und Steuerungspotentiale ökologischer Leitbilder aus soziologischer Perspektive – das Beispiel „Sustainable Development“. In: Ökologische Bewertung kurz- und langlebiger Wirtschaftsgüter; Leitbilder – Methoden – Umsetzungen. Wissenschaft und Umwelt 1-2, 1996, S. 19-24, Aachen, 1996
- [4] Müller, C.: Beton als kreislaufgerechter Baustoff. Berlin: Beuth, 2001. – (DAfStb: Schriftenreihe 513). – ISBN 3-410-65713-4
- [5] Müller, C.; Schießl, P.; Kwiasowski, R.: Recyclingzuschlag für Beton: Anwendung von Recyclingmaterialien nach DIN 1045. In: Beton 46 (1996), Nr. 8, S. 473-478
- [6] N. N.: Baustoffkreislauf im Massivbau; Prüfverfahren für technologische Untersuchungen (unveröffentlicht)
- [7] Bunke, N.: Prüfung von Beton Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048. Berlin: Beuth. – In: Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (1991), Nr. 422
- [8] Auberg, R.: Zuverlässige Prüfung des Frost- und Frost-Tausalz-Widerstands von Beton mit dem CDF- und CIF-Test. Essen: Universität Gesamthochschule. – In: Mitteilungen aus dem Institut für Bauphysik und Materialwissenschaften (1999), Nr. 6 = Dissertation, 1998
- [9] Setzer, M. J.; Auberg, R.: Prüfverfahren des Frostwiderstands von Beton: Bestimmung der inneren Schädigung – CIF-Test (Capillary Suction, Internal Damage and Freeze-Thaw Test). In: Fachtagung des IBPM CF- und CDF-Test Prüfung des Frost- und Frost-Tausalz-Widerstandes, 22. Januar 1998 in Essen, 6 Seiten = In: Betonwerk und Fertigteil-Technik 64 (1998), Nr. 4, S. 94-100, 102-105
- [10] Tang, L.: Chloride Transport in Concrete – Measurement and Prediction. Göteborg, Chalmers University of Technology, Diss., 1996
- [11] Compliance Testing for Probabilistic Design Purposes, Gouda: Centre for Civil Engineering Research and Codes (CUR), 1999; ISBN 90 376 0420 x
- [12] DIN 18 555 Teil 1 12.85. Prüfung von Mörteln mit mineralischen Bindemitteln; Allgemeines, Probennahme, Prüfmörtel. Teil 3 11.82. Prüfung von Mörteln mit mineralischen Bindemitteln; Bestimmung der Biegezugfestigkeit, Druckfestigkeit und Rohdichte
- [13] prEN 1015-11 06.93. Entwurf: Prüfverfahren für Mörtel von Mauerwerk; Bestimmung der Biegezug- und Druckfestigkeit von Festmörtel
- [14] DIN 52450 08.85. Bestimmung des Schwindens und Quellens an kleinen Probekörpern; Prüfung anorganischer nichtmetallischer Baustoffe
- [15] Wesche, K.: Baustoffe für tragende Bauteile. Bd. 2: Beton, Mauerwerk, 3. Aufl. Wiesbaden: Bauverlag, 1993
- [16] Wesche, K.; Schulz, R.-R.; ibac: Recycling von Baurestmassen: Ein Beitrag zur Kostendämpfung im Bauwesen. Aachen: Institut für Bauforschung, 1986. – Forschungsbericht Nr. F 216 (Stuttgart : IRB, 1986 Best.-Nr. F 2051)
- [17] Meng, B.: Charakterisierung der Porenstruktur im Hinblick auf die Interpretation von Feuchtetransportvorgängen. In: Schriftenreihe Aachener Beiträge zur Bauforschung, Institut für Bauforschung der RWTH Aachen, 1993), Nr. 3, Diss.
- [18] Schießl, P.; Wiens, U.: Beton mit Steinkohlenflugasche – leistungsfähiger, dauerhafter und widerstandsfähiger Baustoff. Essen: VGB Technische Vereinigung der Großkraftwerksbetreiber e.V.; BVK Bundesverband Kraftwerksnebenprodukte e.V., 1998. – In: Flugasche im Beton, VGB/BVK-Fachtagung, 1. Dezember 1998, Vortrag 3, 18 Seiten
- [19] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton; DAfStb: DAfStb-Richtlinie Beton mit rezykliertem Zuschlag. Teil 1: Betontechnik, Teil 2: Betonzuschlag aus Betonsplitt und Betonbrechsand (Ausgabe Aug. 1998)
- [20] Hoppe, B.; Mehlmann, M.; Kazemi, S.: Verwertbarkeit und Umweltverträglichkeit kalkhaltiger Recyclingmaterialien. Köln : Forschungsgemeinschaft Kalk und Mörtel e.V., 1994. – Forschungsbericht Nr. 3/94/M 007 i
- [21] DIN 1053 Teil 1 11.96. Mauerwerk; Berechnung und Ausführung
- [22] Schubert, P.: Zur Feuchtedehnung von Mauerwerk. Aachen, Technische Hochschule, Fachbereich 3, Diss., 1982

Eigenschaften von Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen

Properties of concrete with recycled aggregates

Übersicht

Die Recyclingfähigkeit eines Baustoffs trägt zunehmend zu seiner Akzeptanz bei. Verbunden hiermit ist die Einsparung an Primärstoffen. Im Rahmen eines weitgespannten Forschungsprogramms „Baustoffkreislauf im Massivbau“, das durch den Deutschen Ausschuss für Stahlbeton ins Leben gerufen wurde, hat sich das Forschungsinstitut der Zementindustrie mit rezykliertem Zuschlag aus Betonbruch befasst und Beton mit diesem Zuschlag untersucht. Im Vordergrund stand die Dauerhaftigkeit von Beton und der Einsatz von Betonbrechsand.

Die Festigkeit und Dauerhaftigkeit von Beton wurde durch rezyklierten Zuschlag nur unwesentlich beeinflusst, jedoch nahm der Elastizitätsmodul des Betons mit zunehmendem Anteil an Brechsand deutlich ab und nahmen das Schwinden und Kriechen zu. Wenn die Bemessung von Betonbauteilen nach den in DIN 1045 getroffenen Regeln auch für Beton mit rezykliertem Betonsplitt und Betonbrechsand durchgeführt werden soll, müssen deren Anteile an der gesamten Gesteinskörnung im Beton begrenzt werden.

Abstract

The recyclability of a building material is contributing increasingly to its acceptability. This is linked with the saving of primary materials. The German Research Institute of the Cement Industry studied recycled aggregates made from crushed used concrete and examined concrete containing this aggregate within the framework of a broad scope research programme entitled "Recycled building materials in solid construction" initiated by the German Committee for Reinforced Concrete (DAfStb). The main focus was on the durability of the concrete and the use of concrete crusher sand.

The strength and durability of concrete were influenced only marginally by recycled aggregate, but the elastic modulus of the concrete decreased significantly with increasing proportion of crusher sand and the shrinkage and creep increased. If the rules given in DIN 1045 are to be applied to the design of concrete components even when the concrete contains recycled concrete chippings and concrete crusher sand then the proportions of these recycled aggregates in the total concrete aggregate will have to be limited.

1 Einleitung

Die industrielle Aufbereitung und Verwertung von Baureststoffen hat sich als ein erfolgreicher Weg erwiesen, um die natürlichen Ressourcen zu schonen. Durch die Verwertung der Baureststoffe werden die Abfallmengen reduziert und damit der erforderliche Deponieraum verringert. So können Rohstoffe und Energie eingespart werden.

Der Deutsche Ausschuss für Stahlbeton hat 1996 zur Erkundung sinnvoller Verwertungswege von Reststoffen im Betonbau ein breit angelegtes Forschungsprogramm „Baustoffkreislauf im Massivbau“ initiiert. In diesem Vorhaben wurden die Abbruchmethoden, die Aufbereitung von Baureststoffen und die Stoffkennwerte der rezyklierten Gesteinskörnungen (bisher: rezyklierter Zuschlag) sowie die Eigenschaften des Betons, der mit diesem Material hergestellt wird, systematisch untersucht. Weiterhin wurde überprüft, in welchen Mengen rezyklierte Gesteinskörnungen aus Betonabbruch und Bauschutt eingesetzt werden dürfen, ohne dass dies Änderungen bei der Bemessung von Betonbauteilen nach den geltenden Festlegungen in der Beton- und Stahlbetonnorm DIN 1045 zur Folge hätte. Das Forschungsinstitut der Zementindustrie hat sich mit Untersuchungen zur Verwendung von Gesteinskörnungen aus Betonbruch an den Arbeiten beteiligt und dabei insbesondere die Einsatzmöglichkeiten von Betonbrechsand als rezyklierte Gesteinskörnung und als zementfeiner Bestandteil der Mehlgemischmatrix untersucht.

2 Entwicklung des Baustoffrecyclings

2.1 Umnutzung, Wiederverwendung, Rückbau

Das Kreislaufwirtschafts- und Abfallgesetz kennt Produkte und Abfälle. Produkte sind Stoffe, die für einen konkreten Verwendungszweck hergestellt werden, Abfälle sind danach bewegliche Sachen, die ihr Besitzer loswerden will oder muss, wenn sie anfallen, ohne dass dies der Zweck der Handlung war. Abfälle sind auch die Stoffe, deren ursprüngliche Zweckbestimmung entfällt. Die

1 Introduction

The industrial preparation and utilization of building residues has proved to be a successful way of conserving natural resources. Utilization of building residues reduces the quantities of waste. This decreases the landfill space required and can save raw materials and energy.

In 1996 the German Committee for Reinforced Concrete initiated a broad scope research programme entitled "Recycled building materials in solid construction" to investigate appropriate ways of utilizing residual materials in concrete construction. This project systematically examined the method of demolition, the preparation of building residues and the material parameters of the recycled aggregates as well as the properties of the concrete produced with this material. A check was also carried out on the quantities of recycled aggregate from crushed concrete and building rubble which can be used without causing changes in the design of concrete components in accordance with the relevant requirements in the German concrete and reinforced concrete standard DIN 1045. The Research Institute of the Cement Industry took part in this work with investigations into the utilization of aggregates from crushed concrete, and in particular it examined the possible uses of concrete crusher sand as recycled aggregate and as a cement-fine constituent of the ultrafines matrix.

2 Development of recycled building materials

2.1 Change of use, re-use, demolition

The Recycling and Wastes Act recognizes products and wastes. Products are substances which are produced for a specific intended application, whereas wastes are movable assets which their possessor wants to, or has to, dispose of when they occur without this being the aim of the business. Wastes are also those substances for which the originally intended purpose no longer exists. Wastes can be divided into wastes for utilization and wastes for disposal. In principle, the following ranking applies in the recycling economy.

Abfälle werden unterteilt in Abfälle zur Verwertung und Abfälle zur Beseitigung. Grundsätzlich gelten in der Kreislaufwirtschaft folgende Rangstufen. Oberstes Ziel ist die Vermeidung von Abfall, an zweiter Stelle steht die Verwertung und an dritter Stelle die Entsorgung der Stoffe, die nicht verwertbar sind. Im Bauwesen bestehen hierfür folgende Möglichkeiten. Als erstes ist zu untersuchen, ob die Nutzungsdauer von Bauwerken verlängert werden kann. Häufig ist dies jedoch auch nach einer Modernisierung aus funktionellen Gründen nicht möglich. Die Bedürfnisse gewerblicher oder privater Nutzer von Bauwerken unterliegen häufig starken Veränderungen. Die Praxis zeigt, dass auch Bauwerke, die in den letzten fünfzig Jahren errichtet wurden, aus vielerlei Gründen nicht mehr nutzbar sind. Der Lebenszyklus z.B. für Produktionsstätten beträgt in der Regel inzwischen nur noch 15 bis 20 Jahre.

Neben der Wiederverwendung ganzer Bauwerke besteht unter Umständen noch die Möglichkeit, einzelne Bauteile wieder zu verwerten, wenn bei der Konstruktion und Ausführung eine spätere Wiederverwertung vorgesehen war. Auf dem Markt werden z.B. unterschiedliche Systeme von Betonfertigteilen angeboten, die in einfacher Weise montiert und demontiert werden können. Hat ein Bauwerk keine weitere Verwendung, werden die Fertigteile ausgebaut und können für neue Bauwerke eingesetzt werden. Es muss jedoch beachtet werden, dass logistische Probleme diese Verwertungsmöglichkeiten erschweren und die Wirtschaftlichkeit im Vergleich zu neuen Bauteilen nicht grundsätzlich gegeben ist.

Auch in Zukunft wird eine Wiederverwendung von Bauwerken oder von Bauteilen eher die Ausnahme bilden. Der größere Teil der nicht mehr nutzbaren Bauwerke wird weiterhin abgerissen bzw. rückgebaut werden. Das Verwertungsgebot führt dann zu der Frage, wie ein hoher Verwertungsgrad der wiedergewonnenen Baustoffe ermöglicht werden kann.

2.2 Baureststoffe

Von rd. 400 Mio. t Abfall im Jahr 1997 in Deutschland betragen die Baureststoffe rd. 285 Mio. t, wobei der Erdaushub mit ca. 208 Mio. t den größten Teil einnahm. Bild 1 zeigt die Einteilung der Baureststoffe (77 Mio. t) ohne Erdaushub, d.h. Straßenabruch, Bauschutt und Baustellenabfälle. Ca. 30 % der 77 Mio. t werden deponiert, ca. 70 % recycelt und wiederverwertet. Die Auswirkung der Recyclingbaustoffe auf die Gesamtmenge der eingesetzten Baustoffe von rd. 770 Mio. t bleibt von untergeordneter Bedeutung, selbst wenn der Anteil an Recyclingbaustoffe in den nächsten Jahren noch ansteigt (Bild 2) [3].

Die Entwicklung der Abbruchmengen und damit der Baureststoffe vorherzusagen, ist recht schwierig. Sie hängt nicht zuletzt von der Entwicklung der Wirtschaft ab. In den 50er Jahren stieg die Betonproduktion drastisch an und erreichte Anfang der 70er Jahre ihren Höhepunkt. Legt man für die Standzeit von Bauwerken im Mittel 50 bis 70 Jahre zugrunde, so ergibt sich in den ersten 20 Jahren dieses Jahrhunderts ein drastischer Anstieg der Abbruchmenge [10].

3 Recycling von Betonbruch

3.1 Stand der Kenntnisse

Rezyklierte Gesteinskörnungen aus Betonbruch können, abhängig von der Betonzusammensetzung insbesondere von dem Wasserzementwert des Ausgangsbetons und von der Art der Aufbereitung, unterschiedliche Eigenschaften aufweisen. Beim Brechvorgang reichert sich der Zementmörtel besonders in den Korngruppen ≤ 4 mm an und erhöht damit die Porosität und die Wasseraufnahme dieser Korngruppen. Gröbl [7] gibt die Wasseraufnahme von Betonbrechsand (0/4 mm) mit ca. 10 M.-% und für Betonsplitt (4/16 mm) mit ca. 5 M.-% bis 8 M.-% an. Die Verarbeitbarkeit von Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen ist durch das stärkere Wassersaugen der Gesteinskörnung im Vergleich zu Beton mit natürlichen Gesteinskörnungen schlechter. Dies kann durch das Vornässen der rezyklierten Gesteinskörnung teilweise ausgeglichen werden.

Der Einfluss von rezyklierten Gesteinskörnungen auf die Festigkeit des Betons wird unterschiedlich beurteilt. Dillmann [5] findet einen Einfluss der Festigkeit des Ausgangsbetons auf die Festigkeit des neuen Betons. In anderen Arbeiten [5, 6, 7, 8] liegen die Festigkeiten des Ausgangsbetons teilweise oberhalb und teilweise

The prime objective is the avoidance of waste. In second place is utilization and in third place is the disposal of the materials which cannot be utilized. The following options are available in construction work. The first is to investigate whether the useful life of a structure can be extended. However, even after modernization this is often impossible for functional reasons. The needs of commercial or private users of structures are frequently subject to severe changes. Practical experience shows that even structures which were built in the last 50 years are no longer usable for a variety of reasons. The life cycle of production sites, for example, is as a rule only between 15 to 20 years.

Alongside the re-use of complete structures there is also the option under some circumstances of re-using individual components if provision had been made for subsequent re-use in the design and construction. Various systems of precast concrete elements, for example, are available on the market which are simple to install and dismantle. If a structure has no further use the precast elements are removed and can be used for new structures. However, it must be borne in mind that these options are made more difficult by logistic problems and that they are not necessarily cost-effective when compared with new components.

Even in the future the re-use of structures or components will tend to be the exception. The majority of structures which are no longer usable will continue to be torn down and demolished. The requirement for utilization then leads to the question as to the extent to which use can be made of the recovered building materials.

2.2 Building residues

Of the approximately 400 million tonnes of waste in Germany in 1997 the building residues amounted to about 285 million tonnes, the majority being accounted for by the approximately 208 million tonnes of excavated earth. Figure 1 shows the classification of the building residues (77 million t) without the excavated earth, i.e. broken roadbuilding material, building rubble and building site waste. Approximately 30 % of the 77 million t are landfilled, and approximately 70 % are recycled and re-used. The effect of the recycled building materials on the total quantity of building materials used of about 770 million t will remain of secondary importance even if the percentage of recycled building materials increases further in the coming years (Figure 2) [3].

It is really difficult to predict the growth in the quantity of demolition materials and hence of building residues. It depends not least on the growth of the economy. Concrete production rose dramatically in the 50s and reached its high point at the start of the 70s. Based on an average service life of structures of 50 to 70 years there will be a drastic increase in the quantity of demolition material in the first 20 years of this century [10].

3 Recycling crushed used concrete

3.1 Current understanding

Recycled aggregates made from crushed used concrete can exhibit differing properties depending on the concrete composition, especially the water/cement ratio of the original concrete, and on the nature of the preparation. During the crushing process the cement mortar tends to build up in the size range ≤ 4 mm and therefore increases the porosity and water absorption of this size range. Gröbl [7] gives the water absorption of concrete crusher sand (0/4 mm) as approximately 10 wt.% and of concrete chippings (4/16 mm) as approximately 5 wt.% to 8 wt.%. The workability of concrete made with recycled aggregates is worse than that of concrete made with natural aggregates because of the greater water absorption of the aggregate. This can be partially offset by pre-wetting the recycled aggregate.

There are differing assessments of the influence of recycled aggregates on the strength of the concrete. Dillmann [5] finds that the strength of the original concrete affects the strength of the new concrete. In other works [5, 6, 7, 8] the strengths of the original concrete are sometimes above and sometimes below the strength of the concrete made with recycled aggregates. According to Lukas [9] the use of concrete crusher sand in concrete reduces the strength.

The elastic modulus of concretes made with recycled aggregates is 15 % to 50 % lower than in normal concrete [8]. The reasons

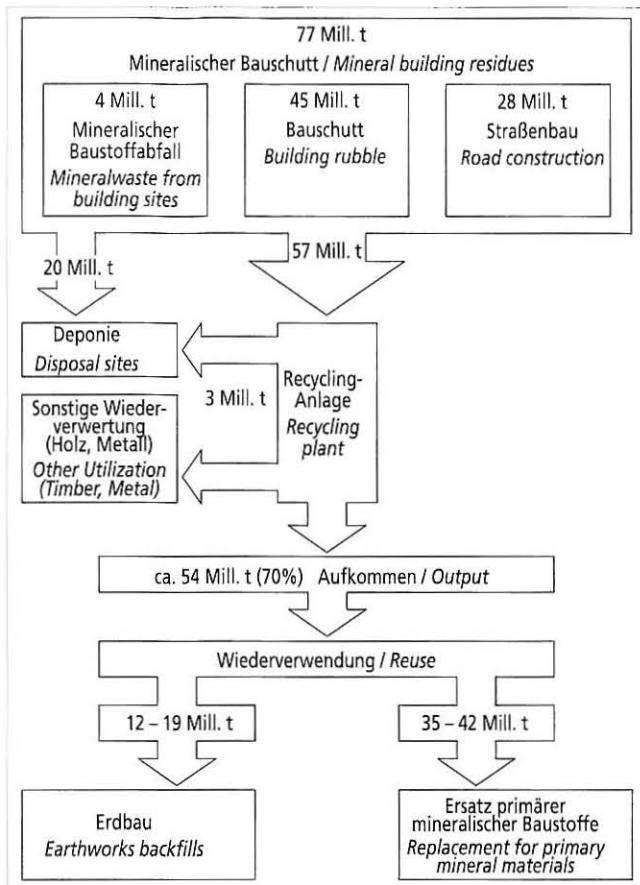


Bild 1: Verwertete Mengen an Baureststoffen – Mittelwert aus 1996 und 1997 nach [11]

Figure 1: Quantities of building residues used – average values for 1996 and 1997 [11]

unterhalb der Festigkeit des Betons mit rezyklierten Gesteinskörnungen. Der Einsatz von Betonbrechsand im Beton wirkt sich nach Lukas [9] festigkeitsmindernd aus.

Der Elastizitätsmodul von Betonen mit rezyklierten Gesteinskörnungen ist um 15 % bis 50 % niedriger als bei Normalbeton [8]. Als Ursachen werden der höhere Zementsteinanteil und der niedrigeren E-Modul der Gesteinskörnung angegeben. Nachteilig wirkt sich offensichtlich der Einsatz von Betonbrechsand aus.

Einige Autoren [7, 8] geben eine deutlich höhere Carbonatisierungsgeschwindigkeit bei Betonen mit rezyklierten Gesteinskörnungen im Vergleich zu Betonen mit natürlichen Gesteinskörnungen an. Zurückgeführt wird dies auf die höhere Porosität der Gesteinskörnungen.

Bei den von Gröbl [7] zusammengestellten Untersuchungen haben alle Betone mit rezyklierten Gesteinskörnungen einen ausreichenden Widerstand gegen Frost. Eickschen und Siebel [6] stellten in ihren Untersuchungen einen ausreichenden Frost-Tausalz-Widerstand bei Betonen mit bis zu 100 % rezyklierter Gesteinskörnung fest, wenn die Betone ausreichende Luftporenkennwerte aufwiesen.

Die Verformungen werden beim Einsatz von rezyklierten Gesteinskörnungen deutlich größer [7, 13]. Das Schwinden des neuen Zementsteins wird durch den im Vergleich zu natürlicher Gesteinskörnung geringeren E-Modul der rezyklierten Gesteinskörnung weniger behindert und auch der an den rezyklierten Gesteinskörnungen anhaftende Zementstein kann bei Wasserabgabe schwinden [7].

3.2 Ziel und Umfang der Untersuchungen

In den Untersuchungen sollte geklärt werden, wie sich die Verwendung von rezyklierten Gesteinskörnungen auf die Frischbetoneigenschaften, die Festigkeit, die Verformungseigenschaften und die Dauerhaftigkeit des Betons auswirkt.

Die Eigenschaften von Beton mit bis zu 100 % rezyklierter Gesteinskörnung aus Betonbruch wurden untersucht und dabei

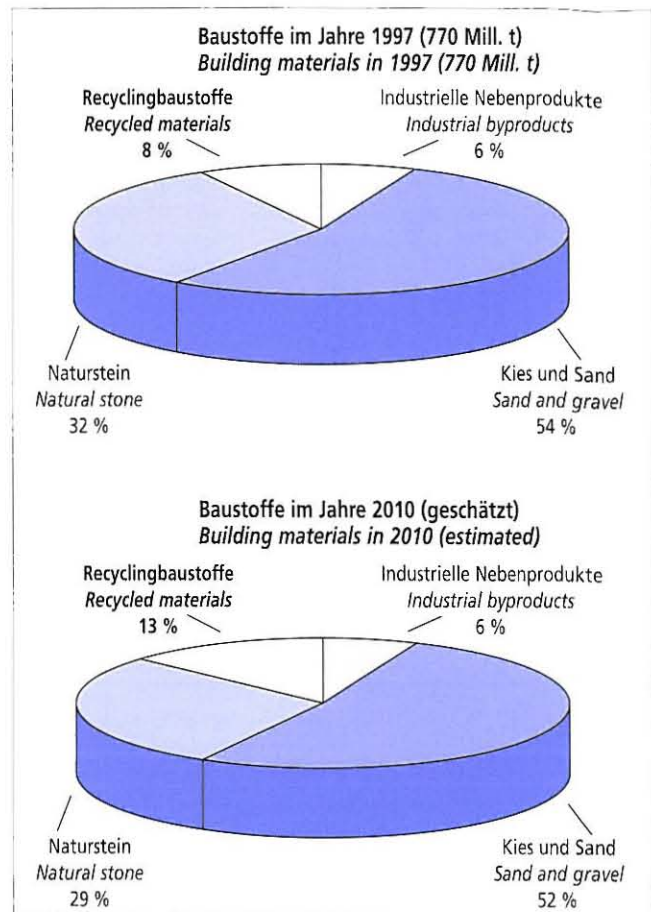


Bild 2: Produktion von Gesteinsbaustoffen [1]

Figure 2: Production of building materials [1]

given are the higher proportion of hardened cement paste and the lower elastic modulus of the aggregate. The use of concrete crusher sand apparently has a detrimental effect.

Some authors [7, 8] give a significantly higher rate of carbonation in concretes made with recycled aggregates compared to concretes with natural aggregates. This is attributed to the higher porosity of the aggregates.

In the investigations listed by Gröbl [7] all concretes made with recycled aggregates have adequate resistance to freeze-thaw. In their investigations Eickschen and Siebel [6] established that concretes containing up to 100 % recycled aggregate had adequate resistance to freeze-thaw with de-icing salt provided the concretes had adequate air void parameters.

The deformation is significantly greater when recycled aggregates are used [7, 13]. The shrinkage of the new hardened cement paste is less restricted by the lower elastic modulus of the recycled aggregate compared to the natural aggregate, and the hardened cement paste adhering to the recycled aggregates can also shrink on loss of water [7].

3.2 Aim and scope of the investigations

The investigations were intended to clarify how the use of recycled aggregates affects the fresh concrete properties and the strength, deformation characteristics and durability of the concrete.

The properties of concrete containing up to 100 % recycled aggregate made from crushed used concrete were investigated, with particular emphasis on testing the influence of concrete crusher sand and concrete ultrafines. Only pure crushed concrete was used in the investigations. "Old concrete" was produced for this purpose and then recycled aggregates were produced from it after a few months.

Approximately 40 % concrete crusher sand is produced during the preparation of crushed concrete. According to the current state

insbesondere der Einfluss von Betonbrechsand und -mehlkorn geprüft. In die Untersuchungen wurde nur reiner Betonbruch einbezogen. Hierfür wurde „Altbeton“ und daraus nach einigen Monaten rezyklierte Gesteinskörnungen hergestellt.

Da beim Aufbereitungsprozess von Betonbruch ca. 40 % Betonbrechsand anfällt und nach heutigem Stand der Technik der Betonbrechsand nicht zu 100 % als Gesteinskörnung für neuen Beton eingesetzt werden kann, wurde zusätzlich der Frage nachgegangen, wie sich zementfeiner Betonbrechsand als Bestandteil der Mehlmatrix auf die Frisch- und Festbetoneigenschaften auswirkt.

4 Versuchsdurchführung

4.1 Herstellung und Untersuchung der rezyklierten Gesteinskörnungen

Es wurden zwei Betone unterschiedlicher Zusammensetzung mit natürlicher Gesteinskörnung (Rheinkiessand) in einem Transportbetonwerk hergestellt, rd. 15 m³ Beton mit einem Flugaschegehalt von 50 kg/m³ und einem äquivalenten Wasserzementwert von 0,68 (Festigkeitsklasse = B 15; Bezeichnung Ra) und ca. 4 m³ mit einem Flugaschegehalt von 20 kg/m³ und einem äquivalenten Wasserzementwert von 0,48 (Festigkeitsklasse = B 45; Bezeichnung Rb). Die mit diesen Betonen hergestellten Platten (15 cm x 100 cm x 100 cm) wurden im Freien gelagert und nach 3 Monaten vorgebrochen. In einer Baustoff-Recyclinganlage wurde das Material mit Hilfe eines Prallbrechers weiter zerkleinert und in die drei Korngruppen 0/4 mm, 4/8 mm und 8/16 mm durch Sieben aufgeteilt.

An den durch Brechen des Betons gewonnenen rezyklierten Gesteinskörnungen und an den natürlichen Gesteinskörnungen wurden die Kornverteilung und die abschlämmbaren Bestandteile nach DIN 4226-3 bestimmt. Die Wasseraufnahme nach 10 Minuten und 60 Minuten und die Rohdichte wurde gemäß der Arbeitsanleitung „Bestimmung der Wasseraufnahme und der Kornrohichte von rezykliertem Zuschlag“ [4] bestimmt. An den rezyklierten Gesteinskörnungen Ra und Rb wurde der Widerstand gegen Frost nach DIN 4226-3 ermittelt. Dabei wurde die Prüfung des Frostwiderstands sowohl bei Beanspruchung des Betons bei mäßiger Durchfeuchtung als auch bei starker Durchfeuchtung durchgeführt.

An dem Betonbrechsand und den beiden Betonsplittkorngruppen wurde der Anteil der natürlichen Gesteinskörnung und des Zementsteins nach DIN 52170-2 ermittelt.

4.2 Prüfung von Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen

4.2.1 Ausgangsstoffe

Für die Versuche wurde Portlandzement CEM I 32,5 R verwendet. In einem Zusatzversuch wurde ein Portlandkalksteinzement CEM II/A-L 32,5 R eingesetzt. Als Gesteinskörnungen wurden die rezyklierten Körnungen Ra und Rb in den Korngruppen 0/4 mm, 4/8 mm und 8/16 mm, und als natürliche Körnungen Quarzmehl: 0/0, 125 mm, Rheinsand 0/4 mm, Rheinkiessand 2/8 mm und Rheinkies 8/16 mm eingesetzt. Es wurde ein Fließmittel auf der Basis von Melaminsulfonat und als Zugabewasser Leitungswasser aus dem Trinkwassernetz der Stadt Düsseldorf verwendet.

4.2.2 Betonzusammensetzungen

Die gesamte Gesteinskörnung wurde aus Rheinkiessand, Betonbrechsand und Betonsplitt zusammengesetzt (Tafel 1). Der Anteil des Brechsands (rezyklierte Gesteinskörnung ≤ 4 mm) am Gesamtsandgehalt betrug 0 Vol.-%, 50 Vol.-% bzw. 100 Vol.-%, der des Betonsplitts 0 Vol.-% bzw. 100 Vol.-%. Für alle Betone wurde eine Sieblinie des Zuschlags im mittleren Bereich des Sieblinienbereiches AB 16 gewählt. Der Zementgehalt betrug 320 kg/m³. Um einen konstanten wirksamen w/z-Wert sicherzustellen, wurde wie beim Leichtbeton das Wassersaugen der rezyklierten Gesteinskörnungen berücksichtigt. Das erforderliche Zusatzwasser entsprach der Wasseraufnahme der Gesteinskörnung nach 10 Minuten, die gesondert ermittelt wurde. Als wirksamer w/z-Wert wurde 0,55 gewählt. Um bei allen Betonen einheitlich die Konsistenz von KR zu erzielen, wurde ein Fließmittel verwendet.

Folgende Zusatzversuche wurden durchgeführt:

1. Einsatz eines Portlandkalksteinzements CEM II/A-L anstelle eines Portlandzements CEM I

of the art it is not possible to use 100 % of the concrete crusher sand as aggregate for new concrete so the effect on the properties of fresh and hardened concrete when cement-fine concrete crusher sand is used as a constituent of the ultrafines matrix was also investigated.

4 Test procedure

4.1 Production and examination of the recycled aggregates

Two concretes with different compositions were produced in a ready-mixed concrete plant using natural aggregate (coarse Rhine sand); about 15 m³ concrete with a fly ash content of 50 kg/m³ and an equivalent water/cement ratio of 0.68 (strength class = B 15; designated Ra) and about 4 m³ with a fly ash content of 20 kg/m³ and an equivalent water/cement ratio of 0.48 (strength class = B 45; designated Rb). The slabs (15 cm x 100 cm x 100 cm) produced with these concretes were stored in the open and pre-crushed after 3 months. The material was comminuted further in a building materials recycling plant using an impact crusher and separated into the three size ranges 0/4 mm, 4/8 mm and 8/16 mm by screening.

The particle size distributions and the settleable solids as defined in DIN 4226-3 were determined on the recycled aggregates obtained by crushing the concrete and on the natural aggregates. The water absorption after 10 minutes and 60 minutes and the bulk density were determined in accordance with the working instructions for "Determination of the water absorption and granular bulk density of recycled aggregate" [4]. The resistance to freeze-thaw of the recycled aggregates Ra and Rb was determined in accordance with DIN 4226-3. The freeze-thaw resistance was tested on the concrete with moderate moistening and also with thorough moistening.

The proportions of natural aggregates and of hardened cement paste in the concrete crusher sand and in the two concrete chippings size groups were determined in accordance with DIN 52170-2.

4.2 Testing concrete made with recycled aggregates

4.2.1 Starting materials

CEM I 32,5 R Portland cement was used for the trials. A CEM II/A-L 32,5 R Portland limestone cement was used in a supplementary trial. The aggregates used were the recycled particulate materials Ra and Rb in the size ranges 0/4 mm, 4/8 mm and 8/16 mm and the natural particulate materials quartz meal 0/0.125 mm, Rhine sand 0/4 mm, coarse Rhine sand 2/8 mm and Rhine gravel 8/16 mm. A superplasticizer based on melamine sulfonate was used, and the mixing water was tap water from the drinking water network of the town of Düsseldorf.

4.2.2 Concrete compositions

The complete aggregate was composed of coarse Rhine sand, concrete crusher sand and concrete chippings (Table 1). The proportion of crusher sand (recycled aggregate ≤ 4 mm) in the total sand content was 0 vol.%, 50 vol.% or 100 vol.%, and of the concrete chippings was 0 vol.% or 100 vol.%. A grading curve for the aggregate in the central part of the AB 16 grading curve range was chosen for all concretes. The cement content was 320 kg/m³. The water absorption of the recycled aggregates was taken into account, in the same way as with lightweight concrete, in order to ensure a constant effective w/c ratio. The extra water needed corresponded to the water absorption of the aggregate after 10 minutes, which was determined separately. 0.55 was chosen as the effective w/c ratio. A superplasticizer was used to achieve a uniform KR consistency for all concretes.

The following additional tests were carried out:

1. Use of a CEM II/A-L Portland limestone cement instead of a CEM I Portland cement
2. Addition of the extra water during the mixing process
3. Use of 0.125/4 mm concrete crusher sand; the ultrafines < 0.125 mm were screened off beforehand

The mix compositions are listed in Table 1.

4.2.3 Production and storage

The aggregates were pre-wetted in a laboratory mixer with the extra water (water content of the aggregates after 10 minutes' wa-

2. Zugabe des Zusatzwassers beim Mischvorgang
 3. Verwendung von Betonbrechsand 0,125/4 mm, das Mehlkorn < 0,125 mm wurde vorher abgesiebt
 Eine Zusammenstellung der Mischungszusammensetzungen ist in Tabelle 1 enthalten.

4.2.3 Herstellung und Lagerung

Die Gesteinskörnungen wurden in einem Labormischer mit dem Zusatzwasser (Wassergehalt der Gesteinskörnungen nach 10 Minuten Wasseraufnahme) und 20 % des Anmachwassers vorgemischt. Hierfür wurden die Gesteinskörnungen mit dem für das Vornässen verwendete Wasser rd. 30 Sekunden gemischt und blieben danach 10 Minuten abgedeckt im Mischer stehen. Anschließend wurde der Zement, der Rest des Anmachwassers und ggf. Zusatzmittel zugegeben und der Beton 1,5 Minuten gemischt. Bei einer Zusatzmischung wurde das gesamte Wasser zu Beginn des Mischvorgangs zugegeben.

Für die Festbetonprüfungen wurden von jeder Mischung folgende Prüfkörper in Stahlformen hergestellt:

- Druckfestigkeit: 6 Würfel mit 15 cm Kantenlänge
- Spaltzugfestigkeit: 3 Würfel mit 15 cm Kantenlänge
- Schwinden/Quellen und dyn. E-Modul: 4 Balken 10 cm x 10 cm x 50 cm
- Carbonatisierung: 2 Balken 10 cm x 10 cm x 50 cm
- Statischer Elastizitätsmodul und Spannungs-Dehnungs-Linie: 2 Zylinder Ø 15 cm / h = 30 cm
- Permeabilität: 2 Scheiben Ø 15 cm / h = 5 cm
- Frost-Widerstand: 2 Würfel mit 100 mm Kantenlänge
- Kriechen: 2 Zylinder Ø 15 cm / h = 60 cm
- Schwinden: 2 Zylinder Ø 15 cm / h = 60 cm

Die für die Druck- und Spaltzugfestigkeitsprüfung sowie die für die Bestimmung des statischen Elastizitätsmoduls vorgesehenen Prüfkörper wurden entsprechend DIN 1048 gelagert. Die Würfel zur Prüfung des Frostwiderstands, die Scheiben für die Bestimmung der Permeabilität und die Balken zur Bestimmung des Carbonatisierungsfortschritts wurden nach dem Entschalen im Alter von 1 Tag bis zum Alter von 7 Tagen unter Wasser und danach bis zur Prüfung im Klimaraum 20/65 gelagert. Die für die Verformungsmessungen vorgesehenen Balken wurden nach dem Ausschalen im Alter von einem Tag mit Messmarken versehen und anschließend bis zum Alter von 7 Tagen unter Wasser gelagert. Danach verblieben die Probekörper für das Quellen unter Wasser. Die Probekörper zur Bestimmung des Schwindens und Kriechens wurden danach im Klimaraum bei 20/65 gelagert. Die Kriechkörper wurden im Alter von 28 Tagen in die Kriechstände eingebaut.

4.2.4 Prüfung von Frisch- und Festbeton

Alle Prüfungen wurden, wenn nicht besonders erwähnt, nach DIN 1048 durchgeführt.

Frischbeton

Die Konsistenz wurde mit dem Ausbreitmaß, der Luftgehalt und die Rohdichte im Luftporentopf ermittelt. Der LP-Gehalt wurde 10 Minuten und das Ausbreitmaß 10 und 60 Minuten nach dem Mischen bestimmt.

Festbeton

Die Druckfestigkeit wurde an jeweils drei Würfeln mit 150 mm Kantenlänge im Alter von 7 und 28 Tagen, die Spaltzugfestigkeit ebenfalls an drei Würfeln im Alter von 28 Tagen geprüft.

Für die Prüfung des Quellens und Schwindens wurde der Abstand der Messmarken auf zwei gegenüberliegenden Seiten der Balken mit einem Setzdehnungsmesser gemessen. Die Nullmessung wurde im Alter von einem Tag, die weiteren Längenmessungen im Alter von 3, 4, 7, 14, 28, 56, 85, 119, 182, 208, 301 und 365 Tagen und danach 1/4-jährlich bis zum Alter von 2 1/2 Jahren durchgeführt und hieraus die Dehnung der Balken berechnet [2].

Neben den Schwindmessungen wurde an den Balken die Eigenschwingzeit nach einer Impulsanregung gemessen und daraus der dynamische E-Modul berechnet.

Die Carbonatisierungstiefe wurde an jeweils zwei Balken mit den Abmessungen 10 cm x 10 cm x 50 cm geprüft. Im Alter von 28, 91, 182, 364 und 730 Tagen wurde von beiden Balken eine

Tafel 1: Zusammensetzung der Betone

Table 1: Mix composition of the concretes

Beton Concrete	Zement Cement		Gesteins- körnung Aggre- gate	Betonbruch RCA ²⁾		Fließmittel in % vom Zement Superplasticizer in % of cement
	Festigkeits- klasse Strength class	Gehalt Content kg/m³		≤ 4 mm	> 4 mm	
				Vol.-%		
B1	CEM I 32,5 R	320	Rhein- kiessand Coarse Rhine sand	0	0	–
B2	CEM I 32,5 R	320	Ra (aus B 15)	0	100	–
B3	CEM I 32,5 R	320		50	100	1,1
B4	CEM I 32,5 R	320		100	100	1,9
B5	CEM I 32,5 R	320	Rb (aus B 45)	0	100	–
B6	CEM I 32,5 R	320		50	100	1,9
B7	CEM I 32,5 R	320		100	100	2,0
B8	CEM I 32,5 R	320	Ra	100	100	2,0
B9	CEM I 32,5 R	320	Rb	100 ¹⁾	100	2,5
B10 ³⁾	CEM I 32,5 R	320	Ra	100	100	2,5
B11	CEM II/A-L 32,5 R	320	Ra	100	100	2,5

¹⁾ 0,125/4 mm ²⁾ RCA: Recycled Concrete Aggregate ³⁾ Berücksichtigung der 24-stündigen Wasseraufnahme/24 hours water absorption taken into account

ter absorption) and 20 % of the mixing water. The aggregates were mixed for about 30 seconds with the water used for the pre-wetting and then remained covered in the mixer for 10 minutes. The cement, the rest of the mixing water and, where necessary, the superplasticizer were then added and the concrete was mixed for 1.5 min. In a supplementary mix the entire water was added at the start of the mixing process.

The following test pieces were produced in steel moulds from each mix for testing the hardened concrete:

- Compressive strength: six cubes with 15 cm edge length
- Tensile splitting strength: three cubes with 15 cm edge length
- Shrinkage/swelling and dynamic elastic modulus: four 10 cm x 10 cm x 50 cm beams
- Carbonation: two 10 cm x 10 cm x 50 cm beams
- Static elastic modulus and stress-strain curve: two 15 cm diameter x 30 cm cylinders
- Permeability: two 15 cm diameter x 5 cm discs
- Freeze-thaw resistance: two cubes with 100 mm edge length
- Creep: two 15 cm diameter x 60 cm cylinders
- Shrinkage: two 15 cm diameter x 60 cm cylinders

The test pieces intended for the compressive and tensile splitting strength tests and for determination of the static elastic modulus were stored as specified in DIN 1048. After removal from the mould at the age of 1 day the cubes for testing the freeze-thaw resistance, the discs for determining the permeability and the beams for determining the progress of carbonation were stored under water up to the age of 7 days and then in a 20/65 climatic chamber until tested. After removal from the mould at 1 day the beams intended for the deformation measurements were provided with measuring marks and then stored under water up to the age of 7 days. The test pieces for measuring the swelling then remained under water, but the test pieces for determining the shrinkage and creep were then stored in the 20/65 climatic chamber. The creep test pieces were installed in the creep stands at the age of 28 days.

4.2.4 Testing the fresh and hardened concrete

All tests which are not mentioned separately were carried out in accordance with DIN 1048.

ca. 50 mm dicke Scheibe abgespalten und die frische Bruchfläche mit einer 1%igen Phenolphthalein-Lösung besprüht [2].

Der statische E-Modul und die Spannungsdehnungslinie (σ/ϵ -Linie) wurden an zwei Zylindern \varnothing 15 cm / h = 30 cm geprüft. Hierfür wurden auf zwei gegenüberliegenden Mantellinien rechtwinklig zur Herstellungsoberseite zwei 15 cm lange Dehnungsmessstreifen mittig aufgeklebt. Der E-Modul wurde nach DIN 1048 ermittelt. Die Spannungsdehnungslinie wurde im Alter von 28 Tagen mit einer konstanten Verformungsgeschwindigkeit von 1 %/min geprüft.

Die Gasdurchlässigkeit wurde an zwei Scheiben \varnothing 15 cm / h = 5 cm im Alter von 56 Tagen festgestellt.

Der Frost-Widerstand wurde mit dem Würfelverfahren in Anlehnung an [2] bestimmt. Es wurden zwei Frost-Tau-Wechsel pro Tag durchgeführt. Der Masseverlust wurde nach 7, 14, 28, 56 und 100 Frost-Tau-Wechseln ermittelt. Zum selben Zeitpunkt wurde die Schalllaufzeit bestimmt, aus der der dyn. E-Modul [2] berechnet wurde.

4.3 Prüfung von Beton mit Betonbrechsand als zementfeinem Bestandteil der Mehlkornmatrix

Zur Überprüfung der Eignung von zementfeinem Betonbrechsand als Bestandteil der Mehlkornmatrix wurde der Betonbrechsand Ra (0/4 mm) auf zwei verschiedene Feinheiten gemahlen; Feinstoff Ra-n auf eine spezifische Oberfläche von 3000 cm²/g und Feinstoff Ra-h auf 5800 cm²/g. Als Portlandzement wurde ein CEM I 42,5 R verwendet.

Die Mischungen aus Portlandzement und zementfein aufgemahlenem Betonbrechsand bestanden dabei aus 85 M.-% bzw. 75 M.-% CEM I 42,5 R und aus 15 M.-% bzw. 25 M.-% Betonbrechsand (Tafel 2).

4.3.1 Physikalische und chemische Eigenschaften der Mischungen aus Portlandzement und zementfeinem Brechsand

Die spezifische Oberfläche der Mischungen aus Portlandzement und zementfeinem Brechsand lagen je nach Menge und Feinheit des gemahlenen Brechsands zwischen 3800 cm²/g und 4560 cm²/g. Der nach DIN 1164 geprüfte Wasseranspruch lag zwischen 27 % und 28 %. Die Dichte lag unterhalb der Dichte der Portlandzemente. Mischung R4 mit dem höchsten Anteil an Betonbrechsand hatte die geringste Dichte.

Die Normdruckfestigkeit lag bei den Mischungen mit 15 % rezykliertem feingemahlenem Brechsand geringfügig unter der eines vergleichbaren Zements CEM I 32,5 R. Ein signifikanter Einfluss der Mahlfineinheit des gemahlenen Brechsands auf die physikalischen Eigenschaften der Mischungen konnte nicht festgestellt werden.

4.3.2 Betonzusammensetzung

Als Gesteinskörnungen wurden Rheinkiesand der Korngruppen 0/2 mm, 2/8 mm und 8/16 mm und Quarzmehl der Korngruppe 0/0,2 mm verwendet. Es wurde eine Sieblinie im mittleren Bereich des Sieblinienbereichs AB 16 gewählt. Als Zugabewasser wurde Düsseldorf Leitungswasser verwendet. Tafel 2 zeigt den Zementgehalt, den w/z-Wert und die Zusammensetzungen der Mischungen mit Portlandzement und zementfeinem Betonbrechsand. Der Wassergehalt betrug bei allen Mischungen 176 l/m³. Die trockenen Betonausgangsstoffe wurden gewichtsmäßig zugegeben. Nach Zugabe des Wassers wurden die Betone in einem Labormischer zwei Minuten gemischt. Je Beton wurden sechs Würfel mit einer Kantenlänge von 15 cm für die Prüfung der Druckfestigkeit nach 7 und 28 Tagen, zwei 10-cm-Würfel für die Frostprüfung und zwei Balken 10 cm x 10 cm x 50 cm für die Prüfung des Schwindens hergestellt. Die Lagerung erfolgte gemäß Abschnitt 3.5.3.

5 Darstellung und Diskussion der Ergebnisse

5.1 Rezyklierte Gesteinskörnungen

Die rezyklierten Gesteinskörnungen Ra aus niedrig festem Altbeton (B15) und Rb aus höher festem Altbeton (B45) wiesen nach dem Brechen in der Recyclinganlage in etwa die gleiche Kornverteilung auf. Der Zementstein des Altbetons reichte sich, wie die Untersuchung nach DIN 52 170 ergab, beim Brechen im Beton-

Fresh concrete

The consistency was determined by the flow diameter, the air content and the bulk density in the air void test vessel. The air void content was determined 10 minutes after mixing and the flow diameter 10 and 60 minutes after mixing.

Hardened concrete

In each case the compressive strength was measured on three cubes with 150 mm edge length at the ages of 7 and 28 days, and the tensile splitting strength was measured at 28 days, also on three cubes.

The distance between the test marks on two opposing sides of the beams was measured with a stress-probing extensometer to test the swelling and shrinkage. The initial measurement was carried out at the age of 1 day, and the other length measurements at the ages of 3, 4, 7, 14, 28, 56, 85, 119, 182, 208, 301 and 365 days and then every three months up to 2½ years; these were used to calculate the deformation of the beam [2].

In addition to the shrinkage measurements the natural oscillation time of the beams after a pulsed excitation was measured in order to calculate the dynamic elastic modulus.

In each case the depth of carbonation was measured on two 10 cm x 10 cm x 50 cm beams. At the ages of 28, 91, 182, 364 and 730 days an approximately 50 mm thick slice was split from each of the two beams and the fresh fracture face was sprayed with a 1 % phenolphthalein solution [2].

The static elastic modulus and the stress-strain curve (σ/ϵ curve) were tested on two 15 cm diameter x 30 cm cylinders. For this purpose 15 cm long wire strain gauges were glued centrally to two opposing surface lines at right angles to the surface which had been on top during manufacture. The elastic modulus was determined in accordance with DIN 1048. The stress-strain curve was measured at 28 days with a constant rate of deformation of 1 %/min.

The gas permeability was measured on two 15 cm diameter x 5 cm discs at the age of 56 days.

The freeze-thaw resistance was determined by the cube method following the procedure in [2]. Two freeze-thaw cycles were carried out per day. The mass loss was determined after 7, 14, 28, 56 and 100 freeze-thaw cycles. The acoustic transit time, from which the dynamic elastic modulus [2] was calculated, was determined at the same times.

4.3 Testing concrete made with concrete crusher sand as a cement-fine constituent of the ultrafines matrix

To check of the suitability of cement-fine concrete crusher sand as a constituent of the ultrafines matrix the Ra concrete crusher sand (0/4 mm) was ground to two different finenesses; the Ra-n fines were ground to a specific surface area of 3000 cm²/g and the Ra-h fines to 5800 cm²/g. A CEM I 42,5 R was used as the Portland cement.

The mixtures of Portland cement and ground, cement-fine concrete crusher sand consisted of 85 wt.% or 75 wt.% CEM I 42,5 R and 15 wt.% or 25 wt.% concrete crusher sand (Table 2).

4.3.1 Physical and chemical properties of the mixtures of Portland cement and cement-fine crusher sand

Depending on the quantity and fineness of the ground crusher sand the specific surface areas of the mixtures of Portland cement and cement-fine crusher sand lay between 3800 cm²/g and 4560 cm²/g. The water demand tested in accordance with DIN 1164 lay between 27 % and 28 %. The density was less than the density of the Portland cement. Mixture R4 with the highest proportion of concrete crusher sand had the lowest density.

For the mixtures with 15 % recycled, finely ground crusher sand the standard compressive strength lay slightly below that of a comparable CEM I 32,5 R cement. It was not possible to establish any significant influence of the fineness of the ground crusher sand on the physical properties of the mix.

4.3.2 Concrete composition

Coarse Rhine sand of the size ranges 0/2 mm, 2/8 mm and 8/16 mm and quartz meal of the 0/0,2 mm size range were used as the

Tafel 2: Zusammensetzung der Betone mit Mischungen aus Portlandzement und zementfeinem Betonbrechsand

Table 2: Composition of concrete with a mixture of Portland cement and fine recycled aggregate

Beton Concrete	Zement Cement		zementfeiner Betonbrechsand Cement-fine concrete crusher sand	
	Festigkeitsklasse Strength class	Gehalt Content kg/m ³	spezifische Oberfl. Specific surface area cm ² /g	Gehalt Content kg/m ³
R1	CEM I 32,5 R	320	–	–
R2	CEM I 42,5 R	272	3000	48
R3	CEM I 42,5 R	272	5800	48
R4	CEM I 42,5 R	240	5800	80
R5	CEM I 42,5 R	320	–	–

brechsand an. So lag der Zementsteingehalt für die Gesteinskörnung Rb insgesamt bei 26 %, für den Brechsand Rb 0/4 mm bei rd. 31 % und für den Betonsplitt Rb 4/8 mm und 8/16 mm jeweils bei rd. 23 %. Durch die Anreicherung des Zementsteins im Betonbrechsand wies dieser eine höhere Porosität und eine geringere Rohdichte als der Betonsplitt auf. Bedingt hierdurch war die Wasseraufnahme des Brechsands 0/4 mm größer als die der Korngruppen 2/8 mm und 4/16 mm (siehe Bild 3). Aus dem Bild 3 geht ebenfalls hervor, dass bei dem Brechsand insbesondere das Mehlkorn < 0,125 mm, das zu einem großen Teil aus porösen Partikeln des Zementsteins besteht, sehr stark die Wasseraufnahme beeinflusst. Wurde dieses Mehlkorn abgesiebt, so ging die Wasseraufnahme des Brechsands von rd. 9,5 % auf rd. 7 % bzw. von rd. 9 % auf rd. 6,5 % zurück. Die Wasseraufnahme der rezyklierten Gesteinskörnungen liegt deutlich über der des Rheinkiessands, aber unterhalb der eines vergleichbaren Leichtzuschlags. Die Wasseraufnahme nach 24 Stunden war nur geringfügig größer (siehe Bild 3) als die nach 10 Minuten, so dass für die Berechnung des Vornässens einer Gesteinskörnung für die Betonherstellung die zehnmünitige Wasseraufnahme ausreicht.

Der Frostwiderstand der rezyklierten Gesteinskörnung wurde sowohl im stark durchfeuchteten Zustand (Einfrieren unter Wasser) als auch bei mäßiger Durchfeuchtung (Einfrieren an Luft) geprüft. Bei beiden Prüfungen konnten die Anforderungen der DIN 4226 an eine Gesteinskörnung mit hohem Frostwiderstand im Allgemeinen nicht erfüllt werden. Beim Frostangriff wird die Zone zwischen anhaftendem Mörtel und natürlicher Gesteinskörnung stark beansprucht, so dass eine Abwitterung auftreten kann. Die Abwitterung war bei dem Betonsplitt Rb größer als bei dem Betonsplitt Ra, da beim Betonsplitt Rb eine größere Menge Zementstein bzw. Mörtel an den größeren Zuschlägen haften blieb, die bei der Frostbeanspruchung gelöst werden konnte.

5.2 Beton mit rezyklierter Gesteinskörnung

5.2.1 Frischbeton

Dem Beton mit rezyklierter Gesteinskörnung musste dann ein Fließmittel zur Erzielung der gewünschten Konsistenz KR zugegeben werden, wenn neben dem Betonsplitt auch Betonbrechsand verwendet wurde. Mit steigendem Brechsandgehalt musste die Fließmittelmenge deutlich erhöht werden (siehe Tafel 1). Die raue Oberfläche des Betonbrechsands und das Nachsaugen von Wasser bei der Herstellung und Verarbeitung führte zu einem Rückgang der Konsistenz und machte damit diesen erhöhten Einsatz von Fließmittel notwendig.

Die unterschiedlichen Gesteinskornarten Ra und Rb hatten keinen wesentlichen Einfluss auf die Frischbetoneigenschaften.

5.2.2 Festbeton

Festigkeit

Sowohl die Druck- als auch die Spaltzugfestigkeit der Betone mit 100 % Betonsplitt und unterschiedlichen Gehalten an Betonbrechsand lagen in der gleichen Größenordnung wie die des Referenzbetons mit Rheinkiessand. Eine signifikante Beeinflussung der Festigkeit durch unterschiedliche Anteile an Betonbrechsand

aggregates. A grading curve was chosen in the central part of the AB 16 grading curve range. Düsseldorf mains water was used as the mixing water. Table 2 shows the cement content, the w/c ratio and the composition of the mixtures with Portland cement and cement-fine concrete crusher sand. In all mixtures the water content was 176 l/m³. The dry concrete starting materials were added on a weight basis. After addition of the water the concretes were mixed for two minutes in a laboratory mixer. Six cubes with an edge length of 15 cm for testing the compressive strength after 7 and 28 days, two 10 cm cubes for the freeze-thaw testing and two 10 cm x 10 cm x 50 cm beams for testing the shrinkage were produced for each concrete. The storage was carried out as described in Section 3.5.3.

5 Presentation and discussion of the results

5.1 Recycled aggregates

The Ra recycled aggregates from low strength old concrete (B15) and Rb from higher strength old concrete (B45) exhibited approximately the same particle size distributions after crushing in the recycling plant. The investigation carried out in accordance with DIN 52 170 showed that the hardened cement paste from the old concrete built up in the concrete crusher sand during crushing. The content of hardened cement paste for the Rb aggregate came to 26 % in total: for the Rb 0/4 mm crusher sand it was about 31 % and for the Rb 4/8 and 8/16 concrete chippings it was about 23 % in both cases. Due to the enrichment of hardened cement paste in the concrete crusher sand this had a higher porosity and a lower bulk density than the concrete chippings. This meant that the water absorption of the 0/4 mm crusher sand was greater than that of the 2/8 mm and 4/16 mm size ranges (see Figure 3). Figure 3 also shows that in the crusher sand the ultrafines < 0.125 mm, which to a great extent consist of porous particles of hardened cement paste, have a particularly strong influence on the water absorption. When these ultrafines were screened off the water absorption of the crusher sand dropped from about 9.5 % to about 7 % and from about 9 % to about 6.5 %. The water absorption of the recycled aggregates is significantly higher than that of the coarse Rhine sand but below that of a comparable lightweight aggregate. The water absorption after 24 hours was only slightly greater (see Figure 3) than after 10 minutes, so the 10-minute water absorption was adequate for calculating the pre-wetting of the aggregate for concrete production.

The freeze-thaw resistance of the recycled aggregate was tested both in a thoroughly moistened state (freezing underwater) and with moderate moistening (freezing in air). The requirements of DIN 4226 for an aggregate with high freeze-thaw resistance were not completely fulfilled in either of the two tests. The zone between adhering mortar and natural aggregate is severely stressed during freeze-thaw attack so that weathering loss may occur. The weathering loss was greater with the Rb concrete chippings than with the Ra concrete chippings because with the Rb concrete chippings a greater quantity of hardened cement paste or mortar, which could be detached during freeze-thaw stressing, remained adhering to the coarser pieces of aggregate.

5.2 Concrete made with recycled aggregate

5.2.1 Fresh concrete

A superplasticizer had to be added to the concrete with recycled aggregate to achieve the required KR consistency when not only concrete chippings but also concrete crusher sand were used. The amount of superplasticizer had to be increased significantly with rising content of crusher sand (see Table 1). The rough surface of the concrete crusher sand and the absorption of water during production and placement led to a fall in consistency which made this increased use of superplasticizer necessary.

The different types of aggregate, Ra and Rb, had no essential influence on the characteristics of the fresh concrete.

5.2.2 Hardened concrete

Strength

The compressive strengths as well as the tensile splitting strengths of the concretes made with 100 % concrete chippings and varying contents of concrete crusher sand were of the same order as

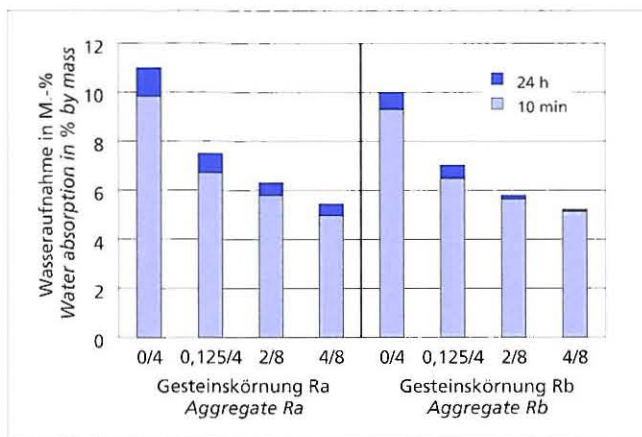


Bild 3: Wasseraufnahme der rezyklierten Gesteinskörnungen Ra und Rb

Figure 3: Water absorption of the recycled aggregates Ra and Rb

oder durch unterschiedliche Festigkeiten der für die Herstellung der rezyklierten Gesteinskörnungen verwendeten Ausgangsbetone konnte nicht festgestellt werden.

Elastizitätsmodul

Der statische Elastizitätsmodul des Referenzbetons mit Rheinkesssand betrug nach 28 Tagen 28 000 N/mm²; der des Betons mit 100 % Betonsplitt Ra und Rheinsand 26 000 N/mm². Er lag damit nur geringfügig unter dem des Referenzbetons und somit immer noch innerhalb der Bandbreite, die sich bei Betonen mit unterschiedlichen Rheinkessanden ergibt. Der Beton, der 100 % Betonsplitt und 100 % Betonbrechsand Ra enthält, hatte nach 28 Tagen einen statischen E-Modul von nur 18 000 N/mm². Ursache für den niedrigen E-Modul bei den Betonen mit einem hohen Anteil an rezyklierter Gesteinskörnung war der höhere Anteil an Zementstein. Wurde die rezyklierte Gesteinskörnung Rb eingesetzt, zeigten sich dieselben Tendenzen wie bei der rezyklierten Gesteinskörnung Ra. Der Abfall des E-Moduls war jedoch wegen des dichteren Zementsteins der Gesteinskörnung Rb etwas geringer (siehe Bild 4).

Duktilität

Die Arbeitslinie des Betons mit Betonsplitt und Rheinsand, d.h. ohne Brechsand, entsprach weitgehend der des Referenzbetons aus Rheinkesssand. Die Arbeitslinie des Betons mit 100 % rezyklierter Gesteinskörnung verlief flacher und hatte mit 2,8 ‰ eine größere Dehnung bei Höchstlast als der Referenzbeton mit 2,2 ‰. Der abfallende Ast des Betons mit 100 % rezyklierter Gesteinskörnung verlief flacher. Mit steigendem Anteil an rezyklierter Gesteinskörnung wird die Duktilität und damit die Sicherheit gegen plötzliches Versagen durch örtliche Überbeanspruchung gegenüber dem Referenzbeton mit Rheinkesssand geringfügig erhöht.

Karbonatisierung

Der Karbonatisierungsfortschritt eines Betons wird durch die Porosität des Zementsteins, aber auch durch die der Gesteinskörnung beeinflusst. Auf der einen Seite sind Betonsplitt und Brechsand gegenüber eindringenden Gasen etwas weniger dicht als natürliche Gesteinskörnungen; auf der anderen Seite wird durch die Wasserabgabe der rezyklierten Gesteinskörnung beim Erhärten des Betons der Zementstein durch eine „innere Nachbehandlung“ etwas dichter. Grundsätzlich ergab sich deshalb kein wesentlicher Unterschied zwischen der Karbonatisierungstiefe von Beton mit natürlicher Gesteinskörnung und der von Beton mit Betonsplitt. Auch der Brechsand hatte keinen Einfluss (siehe Bild 5). Ebenso wie bei der Karbonatisierungstiefe war auch bei der Permeabilität kein Einfluss von Art und Menge des eingesetzten Betonsplitts und Brechsandes zu erkennen. Der spezifische Permeabilitätskoeffizient

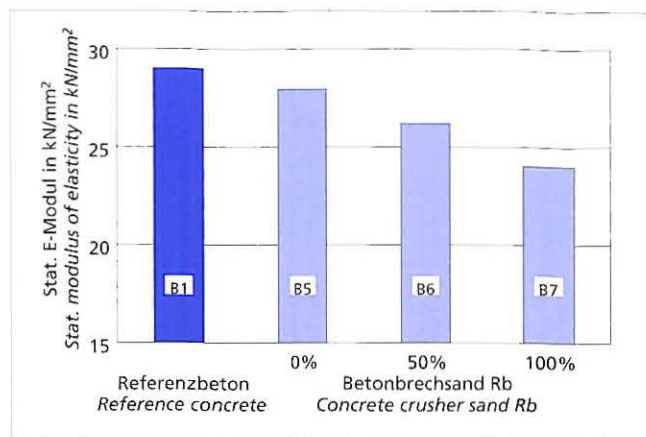


Bild 4: Statischer Elastizitätsmodul des Referenzbetons (B1) und der Betone mit rezyklierter Gesteinskörnung Rb (100 % Betonsplitt und 0 %, 50 % und 100 % Brechsand)

Figure 4: Static modulus of elasticity of the reference concrete (B1) and the concrete with recycled aggregates Rb (100 % concrete chippings and 0 %, 50 % and 100 % concrete crusher sand)

those of the reference concrete made with coarse Rhine sand. It was not possible to detect any significant influence on the strength due to different proportions of concrete crusher sand or to different strengths of the original concretes used for producing the recycled aggregates.

Elastic modulus

The static elastic modulus of the reference concrete made with coarse Rhine sand was 28 000 N/mm² after 28 days; that of the concrete made with 100 % Ra concrete chippings and Rhine sand was 26 000 N/mm². It was therefore only slightly below that of the reference concrete and so was still within the range obtained with concretes made with different coarse Rhine sands. The concrete which contained 100 % Ra concrete chippings and 100 % Ra concrete crusher sand had a static elastic modulus of only 18 000 N/mm² after 28 days. The reason for the low elastic modulus in the concretes with high proportions of recycled aggregate was the higher proportion of hardened cement paste. When the Rb recycled aggregate was used the same trends were found as with the Ra recycled aggregate. However, the drop in the elastic modulus was somewhat lower because of the denser hardened cement paste of the Rb aggregate (see Figure 4).

Ductility

The stress-deformation curve of the concrete made with concrete chippings and Rhine sand, i.e. without crusher sand, corresponded substantially to that of the reference concrete made with coarse Rhine sand. The stress-deformation curve of the concrete made with 100 % recycled aggregate was flatter and exhibited greater deformation (2.8 ‰) at maximum load than the reference concrete (2.2 ‰). The falling branch of the curve for concrete with 100 % recycled aggregate was flatter. With increasing proportion of recycled aggregate there is a slight increase in ductility, and hence in security against sudden failure through local overstressing, compared with reference concrete made with coarse Rhine sand.

Carbonation

The progress of carbonation in a concrete is influenced not only by the porosity of the hardened cement paste but also by that of the aggregate. On the one hand concrete chippings and crusher sand are somewhat less impermeable than natural aggregates to penetrating gases; on the other hand the cement paste becomes somewhat denser due to "internal curing" as a result of the loss of water from the recycled aggregate during the hardening of the concrete. Basically, therefore, there was no essential difference between the depths of carbonation of concrete made with natural aggregate and that of concrete made with concrete chippings. The crusher sand also had no influence (see Figure 5). As with the depth of carbona-

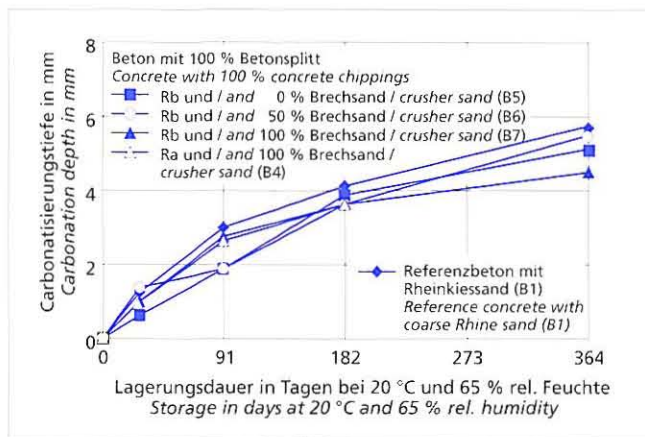


Bild 5: Karbonatisierung des Referenzbetons (B1) und der Betone mit den rezyklierten Gesteinskörnungen Ra und Rb (B4, B5, B6, B7)
Figure 5: Carbonation of the reference concrete (B1) and of the concrete with recycled aggregates Ra and Rb (B4, B5, B6, B7)

zient lag bei allen geprüften Betonen zwischen $1,8 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$ und $4,8 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$.

Frostwiderstand

Bei der Frostprüfung (Würfelverfahren) lag der Massenverlust des Betons mit rezyklierter Gesteinskörnung teilweise oberhalb und teilweise unterhalb des Referenzbetons mit Rheinkies sand (siehe Bild 6), aber so dicht zusammen, dass ein Unterschied im Frostwiderstand auch bei Einsatz von 100 % rezyklierter Gesteinskörnung nicht abgeleitet werden konnte. Der Frostwiderstand der Betone mit rezyklierter Gesteinskörnung war ausreichend, obwohl fast alle untersuchten Korngruppen der rezyklierten Gesteinskörnungen die Anforderungen nach DIN 4226-3 an Gesteinskörnungen mit hohem Frostwiderstand nicht erfüllten. In weiteren Untersuchungen ist zu klären, ob die Frostprüfung nach DIN 4226-3 für rezyklierte Gesteinskörnungen modifiziert werden muss. Bei der Frostprüfung wurde auch der dynamische E-Modul bestimmt, um ggf. eine innere Gefügestörung festzustellen. Bei allen geprüften Betonen mit rezyklierter Gesteinskörnung ergab sich kein Abfall des dynamischen E-Moduls.

Schwinden/Quellen

Das Quellen der Betone mit rezyklierter Gesteinskörnung lag nach einem Jahr im Bereich des Referenzbetons mit Rheinkies sand (siehe Bild 7). Ursache für das geringe Quellen ist vermutlich das Vornässen der Gesteinskörnung, das zu einem Quellen dieser Gesteinskörnung vor der Herstellung des Betons führt und so das Gesamtquellen des Betons nicht mehr beeinflusst. Das Schwinden der Betone mit rezyklierter Gesteinskörnung war schon nach einer Lagerung von nur wenigen Tagen im Klimaraum 20/65 größer als das des Referenzbetons mit Rheinkies sand. Wurde Rhein sand durch Betonbrechsand ersetzt, nahm das Schwinden auf nahezu den doppelten Wert des Referenzbetons zu (siehe Bild 8). Das Schwinden hängt u.a. von dem E-Modul der Gesteinskörnung ab, der bei rezyklierten Gesteinskörnungen geringer als bei Rheinkies sand ist. Zusätzlich wird das Schwinden des Betons dadurch vergrößert, dass die rezyklierte Gesteinskörnung selbst schwindet. Der Einfluss des Einsatzes von 100 % rezyklierter Gesteinskörnung Rb im Vergleich zum Beton mit 100 % rezyklierter Gesteinskörnung Ra ist ebenfalls im Bild 8 dargestellt. Die durch die höhere Zementsteinfestigkeit höhere Festigkeit und der höhere E-Modul der Gesteinskörnung Rb hatten nach 2,5 Jahren ein um ca. 20 % geringeres Schwinden zur Folge.

Kriechen

Der Betonsplitt und insbesondere der Betonbrechsand haben einen erheblichen Einfluss auf das Kriechen des Betons. Gegenüber dem Referenzbeton aus Rheinkies sand war bei Beton mit

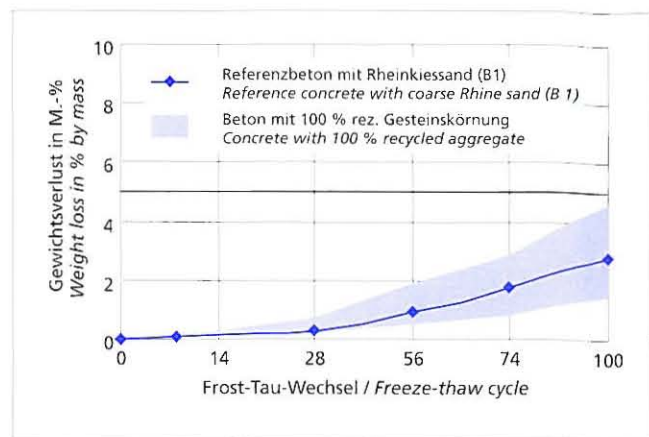


Bild 6: Frostwiderstand des Referenzbetons (B1) und der Betone mit 100 % rezyklierter Gesteinskörnung
Figure 6: Freeze-thaw-resistance of the reference concrete (B1) and of the concretes with 100 % recycled aggregates

tion, the type and quantity of concrete chippings and crusher sand used had no detectable influence on the permeability. The specific permeability coefficients lay between $1,8 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$ and $4,8 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$ for all the concretes tested.

Freeze-thaw resistance

In the freeze-thaw test (cube method) the mass loss of the concrete made with recycled aggregate was sometimes above and sometimes below that of the reference concrete made with coarse Rhine sand (see Figure 6) but the results were so close together that no difference in freeze-thaw resistance could be deduced even when using 100 % recycled aggregate. The freeze-thaw resistance of the concretes made with recycled aggregate was adequate even though almost all the size ranges of the recycled aggregates investigated failed to fulfil the requirements in DIN 4226-3 for aggregates with high freeze-thaw resistance. Further investigations will have to clarify whether the freeze-thaw test specified in DIN 4226-3 will have to be modified for recycled aggregates. The dynamic elastic modulus was also determined during the freeze-thaw test in order to detect any possible internal damage to the microstructure. There was no drop in dynamic elastic modulus in any of the concretes tested with recycled aggregate.

Shrinkage/swelling

After one year the swelling of concretes made with recycled aggregate was in the same range as for the reference concrete made with coarse Rhine sand (see Figure 7). The reason for the small amount of swelling is presumably the pre-wetting of the aggregate which causes this aggregate to swell before the concrete is produced so that it no longer influences the overall swelling of the concrete. The shrinkage of concretes made with recycled aggregate was greater than that of the reference concrete made with coarse Rhine sand after a storage of only a few days in the 20/65 climatic chamber. When Rhine sand was replaced by concrete crusher sand the shrinkage increased to almost twice the value of the reference concrete (see Figure 8). The shrinkage depends on, among other things, the elastic modulus of the aggregate, which is lower with recycled aggregates than with coarse Rhine sand. The shrinkage of the concrete is also increased by the fact that the recycled aggregate itself shrinks. Figure 8 also shows the influence of the use of 100 % Rb recycled aggregate compared with concrete made with 100 % Ra recycled aggregate. The higher strength and higher elastic modulus of the Rb aggregate due to the greater strength of the hardened cement paste resulted in a shrinkage which was about 20 % lower after 2.5 years.

Creep

The concrete chippings, and in particular the concrete crusher sand, have a considerable influence on the creep of the concrete. An in-

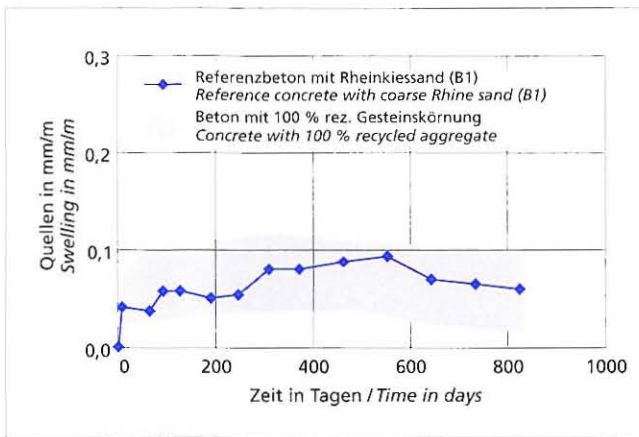


Bild 7: Quellen des Referenzbetons (B1) und der Betone mit 100 % rezyklierter Gesteinskörnung

Figure 7: Swelling of the reference concrete (B1) and of the concretes with 100 % recycled aggregates

100 % Betonsplitt und Natursand eine Zunahme von 30 % zu erkennen (Bild 9). Das Kriechen des Betons mit 100 % rezyklierter Gesteinskörnung lag nach 2,5 Jahren um ca. 350 % über dem des Betons mit Rheinkiesand. Die Ursache für das gerade beim Einsatz von Brechsand deutlich höhere Kriechen ist der hohe Anteil an Zementstein und Mörtel. Besonders wirkt sich der geringere E-Modul der rezyklierten Gesteinskörnung aus.

5.3 Zementfeiner Betonbrechsand als Bestandteil der Mehlgornmatrix

Die Konsistenz der mit einer Mischung aus CEM I 42,5 R und zementfein aufgemahlenem Betonbrechsand hergestellten Betone lag in einem für Beton dieser Zusammensetzung üblichen Bereich. Es ließen sich keine signifikanten Unterschiede zu den Betonen, die nur CEM I-Zement enthielten, feststellen. Die unterschiedlichen Mahlfeinheiten des Brechsands (spez. Oberfläche 3000 cm²/g bzw. 5800 cm²/g) beeinflussten die Konsistenz ebenfalls nicht.

Die Druckfestigkeit der Betone mit zementfeinen Brechsandanteilen lag nach 28 Tagen bei Verwendung von 15 % gemahlenem Brechsand bezogen auf den Zementgehalt (Beton R2 und R3) zwischen 43 N/mm² und 46 N/mm². Die 28-Tage-Druckfestigkeit des zugehörigen Referenzbetons R1 mit CEM I 32,5 R lag bei rd. 47 N/mm². Der durch die Zugabe von gemahlenem Brechsand hervorgerufene Festigkeitsverlust konnte also fast vollständig durch die höhere Mahlfeinheit des Portlandzementanteils kompensiert

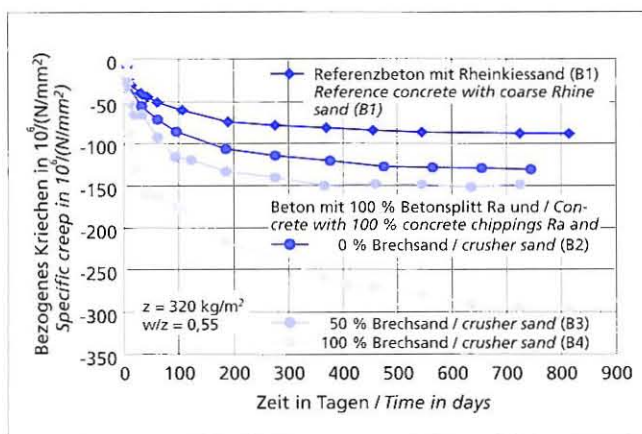


Bild 9: Kriechen des Referenzbetons (B1) und der Betone mit 100 % rezyklierter Gesteinskörnung Ra (B2, B3, B4)

Figure 9: Creep of the reference concrete (B1) and of the concretes with 100 % recycled aggregates Ra (B2, B3, B4)

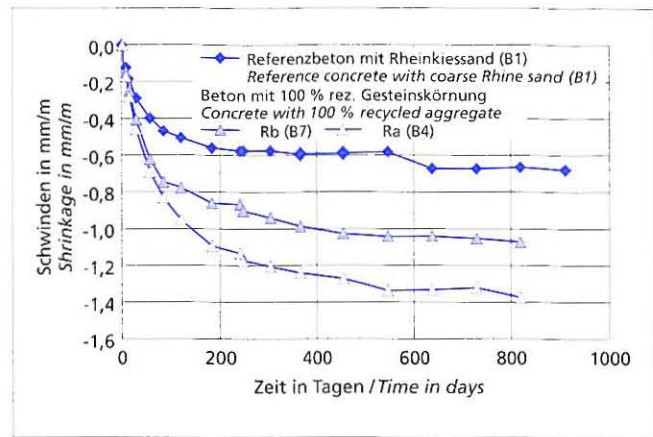


Bild 8: Schwinden des Referenzbetons (B1) und der Betone mit 100 % rezyklierter Gesteinskörnung (B4 und B7)

Figure 8: Shrinkage of the reference concrete (B1) and of the concretes with 100 % recycled aggregates (B4 and B7)

crease of 30 % compared to the reference concrete made with coarse Rhine sand was found with concrete made with 100 % concrete chippings and natural sand (Figure 9). After 2.5 years the creep of the concrete made with 100 % recycled aggregate was about 350 % higher than that of the concrete made with coarse Rhine sand. The reason for the significantly higher creep when crusher sand is used is the high percentage of hardened cement paste and mortar. The lower elastic modulus of the recycled aggregate is particularly influential.

5.3 Cement-fine concrete crusher sand as a constituent of the ultrafines matrix

The consistency of the concretes produced with a mixture of CEM I 42,5 R cement and ground, cement-fine concrete crusher sand lay in the normal range for concrete of this composition. It was not possible to detect any significant differences from concretes which contained only CEM I cement. The different finenesses of the crusher sand (specific surface area 3000 cm²/g and 5800 cm²/g) also had no influence on the consistency.

After 28 days the compressive strengths of the concretes made with cement-fine crusher sand lay between 43 N/mm² and 46 N/mm² when using 15 % ground crusher sand relative to the cement content (concretes R2 and R3). The 28 day compressive strength of the associated reference concrete R1 made with CEM I 32,5 R was 47 N/mm². The loss in strength caused by the addition of ground

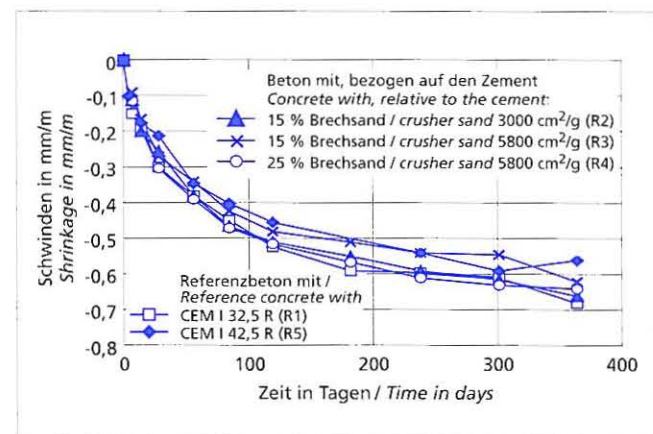


Bild 10: Schwinden der Referenzbetone (R1 und R5) und der Betone mit gemahlenem Betonbrechsand als Ersatz für einen Teil des Zements (R2, R3, R4)

Figure 10: Shrinkage of the reference concrete (R1 and R5) and of the concretes with ground concrete crusher sand as partial replacement of cement (R2, R3, R4)

werden. Ein wesentlicher Einfluss der Mahlfineinheit der rezyklierten Gesteinskörnungen auf die Betonfestigkeit konnte nicht festgestellt werden.

Die Ergebnisse der Frostprüfung unterschieden sich im Rahmen der bei Frostprüfungen unvermeidlichen Streuungen nicht signifikant voneinander. Der Gewichtsverlust der Betone mit zementfeinen Brechsandanteilen R2, R3 und R4 lag zwischen 0,5 Gew.-% und 1,6 Gew.-%. Die Prüfung des dynamischen E-Moduls nach der Frostprüfung ergab keinen Anhalt für eine innere Gefügestörung der Betone.

Da bei den Betonen mit rezyklierter Gesteinskörnung insbesondere eine Erhöhung des Brechsandanteils zu stärkerem Schwinden geführt hatte (s. 5.2.2), wurden auch im Rahmen dieser Versuchsreihe die Verformungseigenschaften des Betons mit zementfeinen Brechsandanteilen geprüft. Wie Bild 10 zeigt, lag das Schwinden der mit den zementfeinen Brechsandanteilen hergestellten Betone nach einem Jahr zwischen 0,62 mm/m und 0,66 mm/m und damit sogar noch geringfügig unterhalb der Dehnung des mit CEM I 32,5 R hergestellten Referenzbetons mit 0,68 mm/m.

6 Zusammenfassung und Folgerungen für die Praxis

Nicht nur die Leistungsfähigkeit eines Baustoffs, sondern auch die Möglichkeit ihn zu rezyklieren wird in Zukunft bei der Wahl eines geeigneten Baustoffs eine wesentliche Rolle spielen, da eine Wiederverwertung von Bauwerken oder Bauteilen häufig nicht möglich ist. Bereits beim Entwurf von Bauwerken sind deshalb die Möglichkeiten eines planmäßigen Rückbaus mit zu berücksichtigen. Der Rückbau von Gebäuden und die Aufbereitung des zurückgewonnenen Materials müssen eine weitgehend sortenreine Rückgewinnung der verwendeten Baustoffe ermöglichen.

Im Forschungsinstitut der Zementindustrie wurde der Einfluss von Betonsplitt und insbesondere von Betonbrechsand auf die Betoneigenschaften untersucht. Dazu wurden zwei Betone unterschiedlicher Festigkeit hergestellt, nach einigen Monaten gebrochen und als rezyklierte Gesteinskörnungen aufbereitet. Außerdem wurde der Einsatz eines gemahlten Brechsands als Bestandteil der Mehlkornmatrix untersucht. Die Ergebnisse können wie folgt zusammengefasst werden:

- Die rezyklierten Gesteinskörnungen aus Betonbruch waren aufgrund des anhaftenden Zementsteins porös und wiesen im Vergleich zu natürlicher Gesteinskörnung eine erhöhte Wasseraufnahme auf, die nach 10 Minuten bei Betonbrechsand (0 mm bis 4 mm) zwischen 9 % und 10 %, und bei Betonsplitt (4 mm bis 16 mm) zwischen 5 % und 6 % lag.
- Betonsplitt besteht im Allgemeinen nicht die Frostprüfung nach DIN 4226-3.
- Während der Herstellung und Verarbeitung von Beton mit Betonsplitt und Brechsand saugen die Gesteinskörnungen trotz Vornässen weiteres Wasser auf. Aus diesem Grund und wegen der rauen Oberfläche muss zur Erzielung einer ausreichenden Konsistenz eine mit zunehmendem Anteil an Betonbrechsand steigende Fließmittelmenge zugegeben werden.
- Die Druck- und Spaltzugfestigkeit wurde durch den Einsatz von Betonsplitt und -brechsand nicht wesentlich beeinflusst.
- Der Elastizitätsmodul nahm mit zunehmender Menge an rezyklierter Gesteinskörnung im Beton ab. Beim Einsatz von 100 % rezyklierter Gesteinskörnung verringerte sich der E-Modul im Vergleich zu einem Referenzbeton mit Rheinkies-sand um etwa 35 %.
- Schwinden und Kriechen des Betons wurden durch den Einsatz von Betonsplitt und insbesondere von Betonbrechsand erheblich vergrößert. Das Schwinden von Beton mit 100 % rezyklierter Gesteinskörnung lag nach 2,5 Jahren um ca. 60 % bis 100 %, das Kriechen um bis zu 350 % über den Werten des Referenzbetons.
- Die Dauerhaftigkeit von Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen war in etwa mit der von Beton mit Rheinkies-sand zu vergleichen. Sowohl beim Karbonatisierungsfortschritt als auch bei der Gasdurchlässigkeit ließen sich auch bei Einsatz von 100 % rezyklierter Gesteinskörnung keine signifikanten Unterschiede zu Beton mit Rheinkies-sand feststellen. Auch der Frostwiderstand des Betons mit rezyklierter Gesteinskörnung

crusher sand was therefore almost fully offset by the greater fineness of the Portland cement fraction. It was not possible to establish any essential influence of the fineness of the recycled aggregates on the concrete strength.

The results of the freeze-thaw test did not differ significantly from one another within the context of the scatter which is unavoidable in freeze-thaw tests. The weight loss of the concretes R2, R3 and R4 containing cement-fine crusher sand lay between 0.5 wt.% and 1.6 wt.%. The test of the dynamic elastic modulus after the freeze-thaw test gave no indication of internal damage to the concrete microstructure.

An increase in the proportion of crusher sand had led to greater shrinkage in concretes made with recycled aggregate (see 5.2.2) so the deformation characteristics of concrete containing cement-fine crusher sand was also tested during this test series. Figure 10 shows that after one year the shrinkage of the concretes containing cement-fine crusher sand lay between 0.62 mm/m and 0.66 mm/m and was therefore slightly below the deformation of the reference concrete produced with CEM I 32,5 R cement (0.68 mm/m).

6 Summary and practical consequences

Not only the efficiency of the building material but also the possibility of recycling it will play important roles in the future when a suitable building material is being selected, as structures and components often cannot be reused. Possible methods of planned demolition should therefore be taken into account even when structures are being designed. The demolition of buildings and the processing of the recovered materials must enable the used building materials to be recovered into their separate constituents.

The influence of concrete chippings and, in particular, of concrete crusher sand on concrete properties was investigated at the Research Institute of the Cement Industry. Two concretes of differing strength were produced, crushed after a few months, and processed as recycled aggregate. The use of ground crusher sand as a constituent of the ultrafines matrix was also investigated. The results can be summarized as follows:

- The recycled aggregates from crushed concrete were porous because of the adhering hardened cement paste and had a higher water absorption than natural aggregate; after 10 minutes this lay between 9 % and 10 % for concrete crusher sand (0-4 mm) and between 5 % and 6 % for concrete chippings (4-16 mm).
- Concrete chippings do not generally pass the freeze-thaw test specified in DIN 4226-3.
- During the production and placement of concrete made with concrete chippings and crusher sand the aggregates absorb further water in spite of pre-wetting. For this reason, and because of the rough surface, increasing quantities of superplasticizer have to be added with increasing proportion of concrete crusher sand to achieve adequate consistency.
- The compressive strength and splitting tensile strength were not substantially affected by the use of concrete chippings and crusher sand.
- The modulus of elasticity decreased with increasing quantity of recycled aggregate in the concrete. When using 100 % recycled aggregate the modulus of elasticity was about 35 % lower than in a concrete made with coarse Rhine sand.
- The shrinkage and creep of the concrete were considerably increased by the use of concrete chippings and, in particular, of concrete crusher sand. After 2.5 years the shrinkage of concrete with 100 % recycled aggregate was about 60 % to 100 % higher than the values for the reference concrete, and the creep was up to 350 % higher.
- The durability of concrete made with recycled aggregate was roughly comparable with that of concrete made with coarse Rhine sand. Even when using 100 % recycled aggregate no significant differences from concrete made with coarse Rhine sand could be detected either in the progress of carbonation or in the gas permeability. The freeze-thaw resistance of concrete made with recycled aggregate was also adequate although the concrete chippings did not have adequate freeze-thaw resistance. However, recycled aggregate particles lying on the surface of the concrete can possibly lead to pop-outs.

war ausreichend, obwohl der Betonsplitt keinen ausreichenden Frostwiderstand aufwies. Gegebenenfalls können jedoch an der Oberfläche des Betons liegende rezyklierte Gesteinskörnungen zu Abplatzungen (Pop-outs) führen.

- Wurde zementfein aufgemahlener Betonbrechsand gezielt als Bestandteil der Mehlkornmatrix eingesetzt, so waren die Betoneigenschaften bei Zugabe von 15 % feingemahlenem Brechsand – bezogen auf den Zementgehalt – zu einem Beton mit einem CEM I 42,5 R vergleichbar denen eines Betons mit CEM I 32,5 R. Der gezielte Einsatz eines zementfein aufgemahlenden Betonbrechsands als Bestandteil der Mehlkornmatrix ist nach diesen Versuchen durchaus denkbar und sollte in weiteren Versuchen noch genauer untersucht werden.

■ When concrete crusher sand ground to cement fineness was used selectively as a component of the ultrafines matrix then the concrete properties with addition of 15 % finely ground crusher sand, relative to the cement content, to a concrete made with a CEM I 42,5 R cement, were comparable with those of a concrete made with CEM I 32,5 %. The selective use of a concrete crusher sand crushed to cement fineness as a constituent of the ultrafines matrix is, according to these tests, definitely possible and should be investigated more precisely in further tests.

Literatur / Literature

- [1] Bundesverband der Deutschen Recycling-Baustoff-Industrie (BRB), Geschäftsbericht 96/97
- [2] Bunke, N.: Prüfung von Beton-Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, H. 422, Beuth-Verlag, Berlin 1991
- [3] Car, M.: Der Baubestand als Baustofflager. Entwicklung des Baustoff-Recyclings in Deutschland und Europa, Österreichische Bauzeitung (1999), Nr. 3, S. 8
- [4] DAfStb-Richtlinie „Beton mit rezykliertem Zuschlag“, Teil 1 „Betontechnik“ und Teil 2 „Betonzuschlag aus Betonsplitt und Betonbrechsand“ (Ausgabe August 1998)
- [5] Dillmann, R.: Beton mit rezyklierten Zuschlägen, beton 2/99, S. 86–91
- [6] Eickschen, E.; Siebel, E.: Verwendung von Betonbrechsand als Zuschlag für Betonfahrbahndecken, Straße und Autobahn 9/98, S. 494–505
- [7] Breitenbücher, Rolf; Buchnik, Joachim; Eibl, Josef; Gröbl, Peter; Kohler, Guntram; u.a.: Umweltgerechter Rückbau und Wiederverwertung mineralischer Baustoffe, Sachstandsbericht, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, H. 462, Beuth-Verlag, Berlin 1996
- [8] Hansen, T.: Recycled aggregates and recycled aggregate concrete. Second state-of-the-art report. RILEM. Matériaux et Constructions, Vol. 19 (1986), Nr. 111, S. 201–246
- [9] Lukas, W.: Konzept für die Herstellung von Recycling-Beton aus Baurestmassen-Zuschlägen, Betonwerk + Fertigteil-Technik (1994), Nr. 10, S. 68–75
- [10] Rahlwes, K.: Recycling von Stahlbeton- und Stahlverbundkonstruktionen – Ansätze zu einer umweltökologischen Bewertung, Wiesbaden: Deutscher Beton-Verein, 1992 – In: Vorträge auf dem Deutschen Betontag 1991 vom 25 bis 27. April 1991 in Berlin, S. 215–247
- [11] Schmidt Consult (Hrsg.): Technische, ökologische und wirtschaftliche Einflüsse auf die derzeitigen und zukünftigen Mengen an rezyklierten Baustoffen, Gutachten im Auftrag des Bundesverbandes Steine und Erden e.V., Heidelberg 1999
- [12] Schulz, R.-R.: Recycling von Baurestmassen: ein Beitrag zur Kostendämpfung im Bauwesen, Dissertation ibac, Aachen 1986

Einfluss von Restwasser aus dem Frischbetonrecycling auf die Eigenschaften von Frisch- und Festbeton

Influence of recycled water from fresh concrete recycling systems on the properties of fresh and hardened concrete

Übersicht

Im Rahmen der gesetzlichen Pflicht zur Abfallvermeidung und -verwertung wird in nahezu allen Transportbeton- und Fertigteilwerken Deutschlands Restbeton aufbereitet. Stand der Technik ist es, den Restbeton einem anlageninternen Kreislauf, dem Frischbetonrecycling, zuzuführen. Das im Werk entstehende Restwasser und der ausgewaschene Restbetonzuschlag werden zur Produktion aller Standardbetone planmäßig wieder verwendet. Lediglich für Luftporenbetone und hochfeste Betone wurde die Verwendung von Restwasser im Regelwerk ausgeschlossen, weil für diese Sonderbetone noch nicht ausreichend bekannt war, wie Restwasser die Frisch- und Festbetoneigenschaften möglicherweise beeinflusst. Diesen Vorbehalt dehnten einige Auftraggeber unbegründet auf Standardbetone aus und stellten damit das Kreislaufwirtschaftsprinzip der Transportbetonindustrie in Frage. Es war deshalb notwendig, durch erweiterte Untersuchungen die allgemeine Verwendbarkeit von Restwasser und Restbeton praxisnah nachzuweisen.

Betone mit Restwasser sind dauerhaft und haben die gleichen Gebrauchseigenschaften wie Betone, die mit Trink- bzw. Frischwasser hergestellt wurden. Selbst Luftporenbetone konnten unter diesen Voraussetzungen mit Restwasser sicher hergestellt werden. Beim Mischungsentwurf muss nicht nur die Restwasserdichte, d.h. die eingetragene Menge von Feinstoffen in den frischen Beton, sondern auch das Restwasseralter beachtet werden.

Abstract

Residual concrete is processed in virtually all ready-mixed concrete and precast element plants in Germany as part of the legal obligation to avoid or utilize waste. The state of the art is to feed the residual concrete into a cycle within the plant – the fresh concrete recycling system. The recycled water generated in the plant and the aggregate which has been washed out of the residual concrete are systematically re-used for the production of all standard concretes. The regulations have excluded the use of recycled water only in the case of air-entrained concretes and high-strength concretes because for these special concretes not enough was yet known about the possible effects of recycled water on the properties of the fresh and hardened concrete. Without any reasons some clients extended this exclusion to standard concrete and therefore cast doubt on the recycling principle in the ready-mixed concrete industry. It was therefore necessary to carry out extended investigations under realistic conditions to prove the general usability of recycled water and residual concrete.

Concretes made with recycled water are just as durable and have the same working properties as concretes which have been produced with drinking water or fresh water. Even air-entrained concretes can be produced safely with recycled water. The mix design must take account not only of the recycled water density, i.e. the quantity of fines introduced into the fresh concrete, but also of the age of the recycled water.

1 Einleitung

Frischer Restbeton und Restmörtel müssen in Deutschland aufgrund gesetzlicher Regelungen sowie des Gebots zur Ressourcenschonung wieder verwendet werden. Als universell geeignet hat sich ein Verfahren erwiesen, bei dem der noch nicht erhärtete Beton oder Mörtel in Restzuschlag und in eine wässrige Suspension von Feinstoffen $\leq 0,25$ mm – das Restwasser – aufgetrennt wird. Der beim Auswaschen von Restbeton und Restmörtel abgetrennte Restbetonzuschlag umfasst anlagentechnisch bedingt Gesteinskörnungen ab einem Korndurchmesser von rd. 0,25 mm [1, 2, 3, 4, 5, 6].

Die Wiederverwendung von Restwasser aus dem Frischbetonrecycling als Zugabewasser für Beton ist in nahezu allen Transportbeton- und Fertigteilwerken Stand der Technik und wird durch die „Richtlinie für die Herstellung von Beton unter Verwendung von Restwasser, Restbeton und Restmörtel“ des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (Restwasserrichtlinie) [1] geregelt.

Bislang liegen nur wenige systematische Untersuchungsergebnisse zum Einfluss von Restwasser auf die Eigenschaften von Frisch- und Festbeton vor. Das hat dazu geführt, den Einsatz von Restwasser ohne Begründung als risikobehaftet anzusehen und für einige Betonieraufgaben auszuschließen. So ist aufgrund mangelnder Erfahrungen die Verwendung von Restwasser für

1 Introduction

In Germany any fresh residual concrete and residual mortar must be re-used because of legal regulations and the requirement for conservation of resources. A method in which the concrete or mortar which has not yet hardened is separated into residual aggregate and an aqueous suspension of fines ≤ 0.25 mm – the recycled water – has proved universally suitable. Due to the nature of the plant the residual concrete aggregate separated during the washing of residual concrete and residual mortar comprises aggregates above a particle diameter of about 0.25 mm [1, 2, 3, 4, 5, 6].

The re-use of recycled water from the fresh concrete recycling plant as mixing water for concrete is state of the art in virtually all ready-mixed concrete plants and precasting plants and is controlled by the “Guideline for the production of concrete using recycled water, residual concrete and residual mortar” issued by the German Committee for Reinforced Concrete (Guideline for Recycled Water) [1].

Until now there have been few results available from systematic investigations into the influence of recycled water on the properties of fresh and hardened concrete. This has led to the situation where the use of recycled water is regarded, without any foundation, as risky and is ruled out for some concreting tasks. Due to lack

Luftporenbetone und hochfeste Betone bereits im Regelwerk untersagt [1, 7]. Unter Hinweis auf den Ausschluss von Restwasser für Luftporenbeton und für hochfesten Beton lehnen viele Kunden Transportbeton mit Restwasser generell ab. Die Verwendung von Restwasser aus dem Frischbetonrecycling anstelle von Frischwasser als Zugabewasser für Beton ist aber ein unverzichtbarer Baustein im Kreislaufwirtschaftssystem der Transportbetonindustrie. Durch systematische Untersuchungen an normal- und hochfesten Betonen sowie an Luftporenbetonen, die mit Restwasser hergestellt wurden, wird hier der Kenntnisstand über die Auswirkung von Restwasser auf die Eigenschaften von Frisch- und Festbeton erweitert. Auf dieser Grundlage soll auch die zielgerichtete Herstellung von Beton, unter dem Aspekt einer noch umfassenderen Wiederverwendung des Restwassers abgesichert werden. Das Forschungsvorhaben wurde aus Haushaltsmitteln des Bundesministers für Wirtschaft über die Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen „Otto von Guericke“ (AiF) gefördert. Die Untersuchungen waren Bestandteil eines Forschungsvorhabens der Forschungsgemeinschaft Transportbeton e.V. (FTB) und wurden im Forschungsinstitut der Zementindustrie in Düsseldorf (FIZ) durchgeführt.

2 Stand der Erkenntnisse

Restwasser besteht in erster Linie aus dem Wasser-Zement-Feinstoffgemisch mit Feststoffanteilen bis rd. 0,25 mm Korngröße, das nach dem Abtrennen der größeren Gesteinskörnungen zurückbleibt, aber auch aus dem Spülwasser, das zum Auswaschen und Reinigen der zurückkehrenden Mischfahrzeuge, Betonpumpen etc. benutzt wird, sowie aus dem auf den Produktionsflächen anfallenden Niederschlagswasser. Beide Reststoffe, der ausgewaschene Restbetonzuschlag und das Restwasser werden gemäß der Richtlinie für die Herstellung von Beton unter Verwendung von Restwasser, Restbeton und Restmörtel des DAfStb (Restwasserrichtlinie) [1] zur Betonproduktion wiederverwendet.

Um die Verwendung von Restwasser bauaufsichtlich genehmigungsfähig zu machen und die anfallenden Mengen Restwasser ordnungsgemäß und einheitlich verwenden zu können, wurden in den 80er Jahren verfahrenstechnische und betontechnische Untersuchungen durchgeführt [5]. Die Auswertung der Versuche zeigte, dass eine vollständige Aufbereitung der Betonreste und deren Verwendung aus verfahrenstechnischer Sicht möglich ist. Die Labor- und Praxisversuche ergaben, dass die Verwendung von Restwasser als Zugabewasser für festliegende Betonrezepturen keine zu berücksichtigende Veränderung der Eigenschaften des Frisch- und Festbetons zur Folge hatte, sofern die mit dem Restwasser eingetragenen Feststoffgehalte auf 10 kg/m^3 begrenzt wurden. Diese Untersuchungen wurden der im September 1991 herausgegebenen ersten DAfStb-Richtlinie für die Herstellung von Beton unter Verwendung von Restwasser, Restbeton und Restmörtel [8] zugrunde gelegt. In [9] wird dargestellt, dass im Sinne einer sicheren Anwendung des Restwassers die Feststoffbelastung möglichst gleichmäßig niedrig sein und der Feinstoffeintrag mit dem Restwasser in den neuen Beton begrenzt werden muss. Die Restwasserrichtlinie [8] wurde u.a. auch diesbezüglich überarbeitet und erschien dann in der heute gültigen Fassung im August 1995 [1].

Danach ist der zurückgewonnene Restbetonzuschlag der größten Gesteinskörnung gleichmäßig im Massestrom unterzumischen, so dass die Toleranzwerte nach DIN 4226-1 [10] eingehalten werden. Restwasser ist vor seiner Wiederverwendung nach EN 206-1 [11] auf seine Eignung als Zugabewasser zu prüfen. Die in Restwasser dispergierten Feststoffe setzen sich aus Hydrationsprodukten des Zements, Zusatzstoffen und Feinstanteilen des Sandes bis zu 0,25 mm Durchmesser zusammen [6, 12]. Dem Frischbeton dürfen heute mit dem Restwasser im Normalfall bis zu 18 kg/m^3 und im Ausnahmefall (kurzzeitiger Betriebszustand) sogar bis zu 35 kg/m^3 dispergierte Feststoffe zugeführt werden, wenn die verlangten Eigenschaften des Betons durch entsprechende Erstprüfungen nachgewiesen wurden [1]. Die Verwendung von Restwasser für hochfesten Beton und Luftporenbeton blieb jedoch bisher untersagt.

Nach [2] können Unverträglichkeiten auftreten, wenn im Restwasser hohe Konzentrationen an verzögernden Zusatzmitteln

of experience the use of recycled water for air-entrained concretes and high-strength concretes, for example, is already forbidden in the regulations [1, 7]. Because of the exclusion of recycled water for air-entrained concrete and for high-strength concrete many customers universally reject ready-mixed concrete made with recycled water. However, the use of recycled water from a fresh concrete recycling plant instead of fresh water as the mixing water for concrete is an essential element in the recycling economy system of the ready-mixed concrete industry. The level of understanding of the effect of recycled water on the properties of fresh and hardened concrete is being extended here by systematic investigations on normal and high-strength concretes as well as on air-entrained concretes which have been produced with recycled water. This should assist the controlled production of concrete from the point of view of even more comprehensive re-use of the recycled water. The research project was supported by funds from the Ministry for Economic Affairs through the "Otto von Guericke" Federation of Industrial Research Associations (AiF). The investigations formed part of a research project of the FTB (Ready-Mixed Concrete Research Association) and was carried out at the FIZ (Research Institute of the Cement Industry) in Düsseldorf.

2 Current state of knowledge

Recycled water consists primarily of the water-cement-fines mixture, with solid fractions up to about 0.25 mm particle size, that remains after the coarser aggregates have been removed, but it also includes the rinsing water which is used for washing and cleaning the returning mixer vehicles, concrete pumps etc., as well as the rain water collected from the production areas. Both recycled substances, namely the washed residual concrete aggregate and the recycled water, are re-used for concrete production in accordance with the "Guideline for the production of concrete using recycled water, residual concrete and residual mortar" issued by the DAfStb (Recycled Water Guideline) [1].

Process engineering and concrete technology investigations were carried out in the 80s so that the use of recycled water could be authorized by the building inspectorate and to enable the quantities of recycled water obtained to be used methodically and consistently [5]. Evaluation of the trials showed that from the process engineering point of view the concrete residues can be fully processed and utilized. The laboratory and practical trials showed that the use of recycled water as mixing water for predetermined concrete mix formulations did not result in any changes of the properties of the fresh and hardened concrete which have to be taken into account, provided the solids content introduced with the recycled water is limited to 10 kg/m^3 . These investigations were used as the basis for the first DAfStb guideline for the production of concrete using recycled water, residual concrete and residual mortar [8] issued in September 1991. In [9] it is shown that for the purposes of reliable use of the recycled water the solids content should be as uniformly low as possible and the solids input into the new concrete with the recycled water must be restricted. The recycled water guideline [8] was, among other things, revised in this respect and then appeared in the current version in August 1995 [1].

According to this the recovered residual concrete aggregate should be intermixed uniformly in the mass flow with the coarsest aggregate so that the tolerance values specified in DIN 4226-1 [10] are maintained. Before it is re-used the recycled water must be checked for its suitability as mixing water in accordance with EN 206-1 [11]. The solids dispersed in the recycled water are composed of the hydration products of the cement, additions and ultra-fine fractions of the sand up to 0.25 mm diameter [6, 12]. It is now permissible to add up to 18 kg/m^3 dispersed solids to the fresh concrete with the recycled water in normal circumstances and even up to 35 kg/m^3 in exceptional circumstances (short-term operating conditions) provided the required properties of the concrete have been verified by appropriate preliminary tests [1]. However, the use of recycled water for high-strength concrete and air-entrained concrete is still forbidden.

According to [2] the system can be incompatible if the recycled water contains high concentrations of retarding admixtures. No laboratory or practical trials were carried out into the influ-

aufzutreten. Labor- und Praxisversuche wurden zu den Einflüssen und Zusammenhängen nicht durchgeführt. Untersuchungen in [6] ergaben, dass die Basiswirkstoffe von Verflüssigern (Calciumligninsulfonat) und von Verzögerern (Tetrakaliumpyrophosphat) nahezu vollständig und irreversibel an die Zementpartikel gebunden werden und für weitere Reaktionen nicht mehr zur Verfügung stehen. Durch eine Modellrechnung konnte zudem gezeigt werden, dass sich die Wirkstoffkonzentration von Zusatzmitteln im Restwasser unter Produktionsbedingungen durch Aufkonzentration nicht nennenswert erhöhen kann und dass sie sich sehr schnell asymptotisch ihrem Grenzwert nähert. Selbst ohne Anrechnung der Sorption am Zement liegt dieser Grenzwert so weit unter der Ausgangskonzentration des Zusatzmittels, dass eine praxisrelevante Wirksamkeit dieser Zusatzmittelreste ausgeschlossen werden kann [6]. Untersuchungen in [13], [14] zum Eindringverhalten von umweltgefährdenden Flüssigkeiten in flüssigkeitsdichten Beton (FD-Beton), der mit Restwasser hergestellt worden war, ergaben, dass die Dichtheit durch das Restwasser nicht nachteilig beeinflusst und die Betondruckfestigkeit nur geringfügig reduziert wurde. In [15] wurde festgestellt, dass feststoffhaltige Restwässer das Ausbreitmaß der Betone, die Verarbeitbarkeit sowie die Festigkeiten geringfügig verringern. Der Frost- und Frost-Tausalwiderstand und das Schwindverhalten wurden durch Restwasser kaum beeinflusst.

Insgesamt zeigt die Auswertung der Literatur, dass bislang kaum systematische Untersuchungsergebnisse zum Einfluss von Restwasser auf die Frisch- und Festbetoneigenschaften unter praxisnahen Bedingungen vorliegen. Außerdem wurde der Tatsache, dass sich Restwassereigenschaften über die Lagerungszeit stark verändern können [6], meistens nicht Rechnung getragen.

3 Ziel und Umfang der Untersuchungen

Im Anschluss an die in [6] dargestellten Untersuchungen war das Ziel der im Folgenden vorgestellten Untersuchungen die Erweiterung des Erkenntnisstands über den Einfluss von Restwasser auf bestimmte Betoneigenschaften. Dabei sollte auch geklärt werden, ob die in der Richtlinie [1] genannten Einschränkungen für die Verwendung von Restwasser technisch begründet sind (s. Abschnitt 2).

Untersucht wurden normalfeste und hochfeste Betone sowie Luftporenbetone, (s. Tafel 1). Am Frischbeton wurde der Einfluss der Restwässer auf die Ausgangskonsistenz und das Ansteifverhalten untersucht. Am Festbeton wurden die Druckfestigkeit im Alter von 2, 7, 28 und 91 Tagen und der statische Elastizitätsmodul im Alter von 28 Tagen ermittelt. An den Betonen B1a und B1b wurde außerdem das Schwind- und Kriechverhalten, der Frost- und Carbonatisierungswiderstand sowie das Elutionsverhalten gegenüber deionisiertem Wasser ermittelt. Die Luftporenbetone B2 wurden bezüglich des Frost-Tausalwiderstands und der Luftporenkennwerte untersucht.

Wie in [6] dargestellt, verändert sich die chemische, physikalische und chemisch-mineralogische Beschaffenheit des Restwassers über die Lagerungsdauer durch Sorptions- und Hydrationsvorgänge. Deshalb ist es unmöglich, definiert zusammengesetzte Restwässer für Laborversuche aus der laufenden Produktion in Transportbetonwerken zu beziehen. Daraus ergibt sich die Notwendigkeit, entsprechende Restwässer im Labor zu produzieren, um die Versuchsbetone mit Restwässern definierter, praxisgerechter Zusammensetzung und definierten Alters termingerecht herstellen zu können. Dabei wurden die Erkenntnisse aus [6] genutzt.

4 Versuchsdurchführung

4.1 Labortechnische Herstellung von Betonrestwasser

Das als Zugabewasser verwendete Restwasser wurde aus „Restbeton“ gewonnen, der im Labor gesondert hergestellt wurde. Wie Tafel 2 zeigt, waren die Ausgangsstoffe Zement (z), Gesteinskörnung (g) und Zusatzstoff (f) sowie deren Einsatzmengen stets gleich. Um der Variationsbreite der in einem Transportbetonwerk anfallenden Restbetonmengen gerecht zu werden, wurde ein Zementgemisch aus 50 % CEM I 32,5 R und 50 % CEM III/B 32,5 NW/HS/NA verwendet. Der Zementgehalt (z) betrug

encing factors or relationships. Investigations in [6] showed that the basic active ingredients of plasticizing agents (calcium lignosulfonate), and of retarders (tetrapotassium pyrophosphate) are almost completely and irreversibly combined in the cement particles and are no longer available for other reactions. A model calculation also showed that the active ingredient concentration of admixtures in recycled water under production conditions cannot be appreciably increased by concentration and that it approaches its limit asymptotically and very rapidly. Even without including the sorption on cement in the calculation this limit is so far below the initial concentration of the admixture that any practically relevant effect of these residual admixtures can be ruled out [6]. The investigations described in [13], [14] into the penetration of pollutant liquids into liquid-impermeable concrete that has been produced with the recycled water showed that the impermeability is not adversely affected by the recycled water and that the concrete compressive strength is only negligibly reduced. In [15] it was established that recycled water containing solids slightly reduces the flow diameter of the concretes, the workability and the strengths. The recycled water has hardly any effect on the shrinkage behaviour or the resistance to freeze-thaw and to freeze-thaw with de-icing salt.

As a whole, evaluation of the literature shows that so far there have been hardly any results of systematic investigations concerning the influence of recycled water on the fresh and hardened concrete properties under realistic conditions. Nor had the fact that the properties of recycled water can change sharply during the storage time [6] been taken into account in most cases.

3 Aim and extent of the investigations

Following on from the investigations described in [6] the aim of the investigations described below was to extend the understanding of the effect of recycled water on certain concrete properties. The intention was also to clarify whether the restrictions on the use of recycled water stated in the Guideline [1] have any technical foundation (see Section 2).

Normal-strength and high-strength concretes as well as air-entrained concretes were examined (see Table 1). The effect of the recycled water on the initial consistency and the stiffening behaviour of fresh concrete was examined. The compressive strengths at 2, 7, 28 and 91 days and the static modulus of elasticity at 28 days were determined on the hardened concrete. The shrinkage and creep behaviour and the resistance to freeze-thaw and carbonation as well as the elution behaviour with de-ionized water were determined on concretes B1a and B1b. The air-entrained concretes B2 were examined with respect to the resistance to freeze-thaw with de-icing salt and the air void parameters.

As is shown in [6], the chemical, physical and chemico-mineralogical nature of the recycled water changes during the duration of storage due to sorption and hydration processes. It was therefore impossible to obtain recycled water of specific composition for laboratory trials from current production in ready-mixed concrete plants. This meant that it was necessary to produce appropriate recycled water in the laboratory in order to be able to produce the test concretes on schedule with recycled water of defined, realistic composition and specific age. The findings from [6] were used for this purpose.

4 Experimental procedure

4.1 Laboratory production of recycled water from concrete

The recycled water used as mixing water was obtained from "residual concrete" which was produced separately in the laboratory. As is shown by Table 2, the original materials, namely cement (z), aggregate (g) and addition (f), and the quantities used were always the same. A cement mixture consisting of 50 % CEM I 32,5 R cement and 50 % CEM III/B 32,5 NW/HS/NA cement was used in order to cope with the range of variation of the quantities of residual concrete obtained in a ready-mixed concrete plant. The total cement content (z) was 270 kg/m³. The cements complied with EN 197-1 [16] or DIN 1164 [17] and were tested in accordance with DIN EN 196 [18]. The aggregate consisted of coarse Rhine sand with the A32 / B32 grading curve and complied with DIN 4226

Tafel 1: Betonzusammensetzung, Frisch- und Festbetonkennwerte
 Table 1: Concrete composition, characteristic values of fresh and hardened concrete

Beton Concrete	Zusammensetzung/Composition in kg/m ³ z Zement / Cement w Wasser / Water f Steinkohlenflugasche / Coal fly ash s Si-Staub / Si-fume			Ausbreitmaß in cm nach Spread in cm after				Würfeldruckfestigkeiten Compressive strength $f_{cm, cube, dry}$ in N/mm ² nach / after				Statischer E-Modul / Static modulus of elasticity in N/mm ²
				5 min	10 min ²⁾	45 min	120 min	2 d	7 d	28 d	91 d	
B1a (Referenz)	CEM I 32,5 R	z = 260 f = 50 w/z(eq) = w/(z+0,4·f) = 0,60	Gesteinskörnung / Aggregate:	48	48	45	42	16,7	28,9	40,4	49,9	31 600
B1a-la			Rheinkiesand / Rhenish gravelly sand A32/B32	46	49 (0,2)	45	42	16,2	29,5	43,7	47,3	31 000
B1a-la ₇₂				46	49 (0,2)	44	41	18,2	28,1	41,0	48,0	29 150
B1a-lb			Zugabewasser für: Mixing water for:	49	49	46	40	16,0	28,9	41,0	50,6	30 550
B1a-lb				45	49 (0,2)	45	42	17,3	30,8	45,0	53,6	31 750
B1a-IIa			• Referenzbetone Reference concrete: w = Trinkwasser Drinking water	53	53	49	43	16,4	27,8	40,3	47,3	31 000
B1a-IIa ₇₂				40	47 (0,5)	45	37	17,9	31	43,4	50,2	32 213
B1a-IIb				53	53	49	46	16,9	28,8	40,9	49,8	35 276
B1a-IIb			• Betone mit Restwasser Concretes with recycled water: ¹ / ₃ w = Trinkwasser Drinking water;	50	50	47	43	14,8	29,2	41,5	49,2	31 600
B1b (Referenz)				44	50 (0,3)	45	37	7,1	23,6	40,0	46,7	26 600
B1b-la	CEM III/B 32,5 NW/HS/NA	Ausbreitmaß-Klasse F3 ¹⁾ Flow class	¹ / ₃ w = Trinkwasser Drinking water;	46	50 (0,3)	42	38	7,5	22,2	37,3	46,0	27 000
B1b-la ₇₂				44	49 (0,3)	40	38	5,8	22,1	39,0	44,8	26 000
B1b-lb			² / ₃ w = Restwasser Recycled water	43	48 (0,3)	42	38	7,7	25,5	45,1	49,1	28 450
B1b-lb				45	50 (0,3)	44	40	6,8	23,1	41,8	49,4	26 500
B1b-lb			(Restwasserfeststoff im Stoffraum unberücksichtigt Volume of fines in recycled water not taken into account)	49	49	43	38	7,8	22,8	36,9	43,3	25 109
B1b-IIa				37	46 (0,8)	37	⁴⁾	8,0	24,5	40,0	47,5	24 462
B1b-IIa ₇₂				51	50	46	40	9,0	25,4	41,1	46,5	24 189
B1b-IIb				43	41	36	⁴⁾	19,4	30,3	40,0	44,1	26 779
B2 (Referenz)				43	42	39	35	18,9	28,5	38,5	40,6	28 586
B2-IIa				35	40 (0,5)	37	⁴⁾	20,2	31,5	41,8	44,8	25 762
B2-IIa ₇₂	CEM I 32,5 R	z = 330 w/z = 0,48 F2 ¹⁾ LP-Bildner / AEA ≈ 0,04 M.-% v. z; LP / Air ~ 5,0 Vol.-%		41	40	37	34	20,4	30,0	42,0	43,1	27 364
B2-IIc				50	47	46	40	51,0	66,7	90,6	96,8	32 562
B3 (Referenz) ³⁾				52	48	46	40	46,0	61,1	84,0	90,0	n.b.
B3-la ³⁾				54	53	51	43	47,6	63,9	84,3	92,2	32 529
B3-IIa ³⁾				41	38	⁴⁾	⁴⁾	50,4	63,3	83,9	92,0	31 945
B3-IIa ₇₂ ³⁾			w/(z+0,4·f+s) = 0,35 F3 ¹⁾									

n.b. = nicht bestimmt / not determined

¹⁾ Ausbreitmaß-Klasse nach 45 min / Flow class after 45 min

²⁾ Werte in Klammern: nachträglich zugegebene Menge an BV zur Ansteifkorrektur in M.-% v. z

Values in brackets: subsequently added amounts of plasticizer against stiffening in mass % of cement

³⁾ Betone enthalten 2,0 M.-% v. z FM / Dosage of superplasticizer 2.0 mass % of cement

⁴⁾ Ausbreitmaß nicht bestimmt, da Betone zerfallen / Flow diameter not determined, as concretes disintegrate

insgesamt 270 kg/m³. Die Zemente entsprachen EN 197-1 [16] bzw. DIN 1164 [17] und wurden nach DIN EN 196 [18] geprüft. Die Gesteinskörnung bestand aus Rheinkiesand der Sieblinie A32 / B32 und entsprach DIN 4226 [10]. Die Betone enthielten als Zusatzstoff 60 kg/m³ Steinkohlenflugasche (f) nach DIN EN 450 [19], die mit dem Faktor k = 0,4 auf den äquivalenten Wasserzementwert w/z (eq) angerechnet wurde.

Um zu untersuchen, ob und welchen Einfluss unterschiedliche Zusatzmittelwirkstoffe auf die Eigenschaften des Restwassers und die damit hergestellten Betone haben, wurden den Restbetonen verschiedene Zusatzmittelwirkstoffe zugegeben. So enthielten die Betone zur Herstellung von Restwasser (a) kein Zusatzmittel, von Restwasser (b) jeweils eine Dosierung von 0,5 M.-% Calciumligninsulfonat (BV-Wirkstoff), für Restwasser (c) eine Dosierung von 3,0 M.-% Naphthalinsulfonat (FM-Wirkstoff) und Restwasser (d) eine Dosierung von 0,2 M.-% Tetrakaliumpyrophosphat (VZ-Wirkstoff). Die Mengenangaben beziehen sich auf den Zementgehalt.

Die Restbetone wurden in einem Freifallmischer hergestellt. Die Gesamtmischzeit für einen Restbeton betrug ca. 3 Stunden, wobei der Beton alle 10 Minuten 1 Minute lang aufgemischt wurde. Damit sollte ein „Transportbeton“ bis zur Rückkehr ins Transportbetonwerk simuliert werden. Nach dieser Mischzeit

[10]. The concretes contained 60 kg/m³ coal fly ash (f) as an addition as defined in DIN EN 450 [19] which was catered for in the calculation of the equivalent water/cement ratio w/c (eq) by using the factor k = 0,4.

The active ingredients of various admixtures were added to the residual concretes in order to investigate whether and how the different active ingredients affect the properties of the recycled water and of the concretes produced with them. The concretes for producing recycled water (a) contained no admixture. For producing recycled water (b) they each contained 0.5 mass % calcium lignosulfonate (plasticizer active ingredient), for recycled water (c) they contained 3.0 mass % naphthalene sulfonate (superplasticizer active ingredient) and for recycled water (d) they contained 0.2 mass % tetrapotassium pyrophosphate (setting retarder active ingredient). The quantities given are relative to the cement content.

The residual concretes were produced in a free-fall batch mixer. The total mixing time for a recycled concrete was approximately 3 hours, during which the concrete was mixed for 1 minute every 10 minutes. This was intended to simulate a "ready-mixed concrete" up to the time when it is returned to the ready-mixed concrete plant. After this mixing time the residual concrete was washed with water (drinking water from the Düsseldorf mains supply) over a 0.25 mm screen into a container until the recycled water had a

Tafel 2: Zusammensetzung von Betonrestwasser und Alter bei Einsatz
Table 2: Composition of recycled concrete water and age at application

Bezeichnung Marking	Restwasserdichte Density in kg/dm ³	Zusammensetzung des Restbetons Composition of returned concrete		Verhältnis Auswaschwasser zu Zugabewasser Ratio of wash water to mixing water	Alter bei Einsatz Age at application in h ¹⁾
		z, w, g, f in kg/m ³	Zusatzmittel Admixture in M.-% v.z.		
Ia	1,07	z = 270 (50 % CEM I 32,5 R, 50 % CEM III/B 32,5 NW/HS/NA) w = 180 (Trinkwasser Drinking water) g = 1800 (Rheinkiesand Rhenish gravelly sand A32 / B32) f = 60 (Steinkohlenflugasche Coal fly ash) w/(z+0,4·f) = w/z(eq) = 0,61	keine no admixture	20:1	3
Ila	1,15			10:1	
Ia ₇₂	1,07			20:1	72
Ila ₇₂	1,15			10:1	
Ib	1,07		0,5 Calciumligninsulfonat Calciumlignosulphonate (BV) ²⁾	20:1	3
Ilb	1,15			10:1	
Ic	1,07		3,0 Naphthalinsulfonat Naphthalenesulphonate (FM) ²⁾ 3)	20:1	
Ilc	1,15			10:1	
Id	1,07		0,2 Tetrakaliumpyrophosphat Tetra potassium pyrophosphate (VZ) ³⁾	20:1	
Ild	1,15			10:1	

¹⁾ bezogen auf den Zeitpunkt der Zugabewasserzugabe / relative to the time of addition of the mixing water

²⁾ Wassergehalt des Fließmittels (FM) wurde auf das Zugabewasser angerechnet

³⁾ Water content of the superplasticizer was taken into account in the amount of mixing water

⁴⁾ Wirkstoffgehalt Calciumligninsulfonat, Naphthalinsulfonat = 40 M.-%, Tetrakaliumpyrophosphat = 100 M.-%

Effective substance content of Calciumlignosulphonate, Naphthalenesulphonate = 40 mass %, Tetra potassium pyrophosphate = 100 mass %

wurde der Restbeton mit so viel Wasser (Trinkwasser aus dem Düsseldorf Leitungnetz) über einem 0,25-mm-Sieb in einen Behälter ausgewaschen, bis das Restwasser jeweils eine Dichte von 1,07 kg/dm³ (Restwasser I) bzw. 1,15 kg/dm³ (Restwasser II) aufwies. Das Verhältnis von „Auswaschwasser“ zu dem im Beton enthaltenen Zugabewasser betrug dabei rd. 20:1 bzw. rd. 10:1. Die Restwasserdichte 1,07 kg/dm³ stellt die Obergrenze des in [1] festgelegten Regelfalls und die Restwasserdichte 1,15 kg/dm³ die Obergrenze des Ausnahmefalls für den Feststoffeintrag über das Restwasser in den neuen Beton dar (s. Abschnitt 2).

Bezüglich großer Mengen an unhydratisiertem reaktivem Zement und der Gehalte an Zusatzmittelwirkstoffresten sowie hoher Gehalte an gelösten Stoffen, z.B. Sulfate, stellt Restwasser mit geringem Alter einen Extremfall dar. Deshalb wurden Restwässer, die aus Betonen mit Zusatzmittelzugabe hergestellt wurden (Restwässer b, c, d), unmittelbar nach dem Auswaschen im Alter von rd. 3 Stunden, bezogen auf die Wasserzugabe, als Zugabewasser für die entsprechenden Versuchsbetone eingesetzt (s. Tafel 2). Drei Stunden altes Restwasser wird im Folgenden auch als frisches Restwasser bezeichnet. Um den Einfluss der Zeit auf die Eigenschaften des Restwassers und den damit hergestellten Beton zu untersuchen, wurden Restwässer bis zu 72 Stunden (Ia₇₂, IIa₇₂) in einem Restwasserbehälter gelagert. Bis zur Wiederverwendung wurde der Feststoff im Restwasser wie in der Praxis mittels Rührwerk in Suspension gehalten.

Um den Einfluss der im Restwasser gelösten Stoffe auf die Frischbetoneigenschaften zu untersuchen, wurde auch feststoff-freies Restwasser als Zugabewasser eingesetzt. Dieses wurde durch Filtration von 3 bzw. 72 Stunden altem Restwasser IIa über einen Weißbandfilter gewonnen.

4.2 Physikalische, chemische und chemisch-mineralogische Restwasseranalyse

Vor der Verwendung wurde jedes Restwasser bezüglich seiner physikalischen, chemischen und chemisch-mineralogischen Beschaffenheit analysiert. Die Vorgehensweise ist ausführlich in [6] beschrieben. Für rasterelektronenmikroskopische Untersuchungen wurde der Restwasserfeststoff zum jeweiligen Untersuchungszeitpunkt, unmittelbar nach Filtration der Restwasserprobe, mit flüssigem Stickstoff eingefroren. Danach erfolgte eine Gefriertrocknung bis zur Massekonstanz. Unmittelbar vor den rasterelektronenmikroskopischen Untersuchungen wurden die Proben mit einer leitfähigen Oberfläche versehen.

density of 1.07 kg/dm³ (recycled water I) or 1.15 kg/dm³ (recycled water II). The ratios of “wash water” to the mixing water contained in the concrete were about 20:1 and about 10:1 respectively. The residual water density of 1.07 kg/dm³ represents the upper limit of the normal situation stipulated in [1] and the recycled water density of 1.15 kg/dm³ represents the upper limit of the exceptional case for input of solids into the new concrete via the recycled water (see Section 2).

Freshly prepared recycled water represents the extreme case with respect to large quantities of unhydrated reactive cement and the contents of residual admixture active ingredients as well as high levels of dissolved solids, e.g. sulfates. Recycled water which had been produced from concretes with added admixtures (recycled waters b, c, d) was used as mixing water for the corresponding test concretes directly after washing at the age of about 3 hours relative to the water addition (see Table 2). Recycled water which is three hours old is referred to below as a fresh recycled water. The recycled water was stored for up to 72 hours (Ia₇₂, IIa₇₂) in a recycled water container in order to investigate the influence of time on the properties of the recycled water and of the concrete manufactured with it. Until the recycled water was re-used the solids were kept in suspension with a stirrer in line with current practice.

Solids-free recycled water was also used as mixing water in order to investigate the influence of the materials dissolved in the recycled water on the fresh concrete properties. This was obtained by filtering recycled water IIa on a White Ribbon filter after 3 or 72 hours.

4.2 Physical, chemical and chemico-mineralogical analysis of recycled water

Before use each recycled water was analyzed for its physical, chemical and chemico-mineralogical properties. The procedure is described in detail in [6]. For the scanning electron microscopic investigations the solids in the recycled water were frozen with liquid nitrogen at the relevant investigation time directly after filtration of the recycled water sample. They were then freeze-dried to constant weight. These samples were given a conductive surface immediately before the scanning electron microscope investigations.

4.3 Concrete tests

4.3.1 Production of the reference and test concretes

Air-entrained concretes (B2) and high-strength concretes (B3) were produced in addition to the normal concretes (B1a and B1b), see Table 1. The concretes produced entirely with drinking water

4.3 Betonversuche

4.3.1 Herstellung der Referenz- und Versuchsbetone

Neben Normalbetonen (B1a und B1b) wurden Luftporenbetone (B2) sowie hochfeste Betone (B3) hergestellt, siehe Tafel 1. Die Betone werden, wenn sie vollständig mit Trinkwasser aus dem Düsseldorfer Leitungsnetz hergestellt wurden, als „Referenzbetone“ bezeichnet. Bei den Versuchsbetonen bestand das Zugabewasser jeweils zu $\frac{2}{3}$ aus Restwasser (s. Tafel 2) und zu $\frac{1}{3}$ aus Trinkwasser. Mit der Trinkwasserzugabe wurde die in der Praxis üblicherweise vorhandene Eigenfeuchte der Zuschläge simuliert. Das Volumen der im Restwasser enthaltenen Feststoffe wurde bei der Wasserzugabe berücksichtigt, um den Wasserzementwert der Versuchsbetone mit Restwasser gegenüber dem Referenzbeton mit Trinkwasser gleich groß zu halten. Um ungünstigen Verhältnissen Rechnung zu tragen, wurde der Restwasserfeststoff nicht auf das Volumen der Gesteinskörnungen angerechnet, d.h. dass die Versuchsbetone 18 kg/m^3 (Restwasser I) bzw. 35 kg/m^3 (Restwasser II) mehr Feinstoffe enthielten als die Referenzbetone. Zur Herstellung der Referenz- und Versuchsbetone sowie zur Herstellung der Betone zur Gewinnung des Restwassers wurden die gleichen Ausgangsstoffe verwendet. Die Normalbetone enthielten je Kubikmeter Frischbeton jeweils $260 \text{ kg CEM I } 32,5 \text{ R}$ (B1a) bzw. $\text{CEM III/B } 32,5 \text{ NW/HS/NA}$ (B1b) sowie $50 \text{ kg Steinkohlenflugasche}$ und wurden mit einem w/z (eq) = $0,60$ hergestellt. Die Luftporenbetone (B2) wurden mit $330 \text{ kg CEM I } 32,5 \text{ R}$ und mit einem w/z = $0,48$ hergestellt. Weiterhin wurde $0,04 \text{ M.-% v. z LP-Bildner}$ auf Basis von Wurzelharz eingesetzt. Hochfeste Betone (B3) waren aus $400 \text{ kg CEM I } 42,5 \text{ R}$, $50 \text{ kg Steinkohlenflugasche}$, $25 \text{ kg Mikrosilicastaub}$ und $2,0 \text{ M.-% v. z Fließmittel}$ auf Basis von Naphthalinsulfonat zusammengesetzt und wiesen einen w/z (eq) = $0,35$ auf. Alle Betone enthielten als Gesteinskörnung Rheinkies-sand der Sieblinie A32 / B32.

Gemischt wurden die Betone in einem Zwangsmischer. Die Gesamtmischzeit betrug ca. 2 Minuten. Die Zugabe des Fließmittels bzw. des Luftporenbildners erfolgte bei den entsprechenden Betonen direkt mit dem Zugabewasser, während der Betonverflüssiger (Calciumligninsulfonat) zum Ausgleich geringer Konsistenzschwankungen nachträglich dosiert wurde (s. Tafel 1). Der Wassergehalt des Fließmittels wurde auf das Zugabewasser angerechnet. Bei nachträglicher Dosierung wurde das Zusatzmittel ca. 20 Sekunden untergemischt.

4.3.2 Frischbetonuntersuchungen

Die Referenzbetone B1 und B3 waren so konzipiert, dass sie nach 45 Minuten eine weiche Einbaukonsistenz (KR nach DIN 1045 bzw. F3 nach EN 206-1) aufwiesen. Der Referenzbeton B2 hatte planmäßig eine plastische Einbaukonsistenz (KP nach DIN 1045 bzw. F2 nach EN 206-1) und zum Zeitpunkt des Einbaus einen Luftgehalt im Frischbeton von rd. 5 Vol.-%, (s. Tafel 1). Die Vorhaltemaße für die LP-Zugabe wurden vorab anhand kleinerer Eignungsprüfungen ermittelt. Bei allen Betonen wurden die Frischbetontemperatur, die Frischbetonrohddichte nach DIN 1048-1 [20] und der Luftgehalt mittels Druckausgleichverfahren im Luftporentopf gemessen. Weiterhin wurde unmittelbar nach dem Mischvorgang das Ausbreitmaß des Frischbetons mit dem Ausbreitversuch nach DIN 1048-1 [20] ermittelt. Die Konsistenz der Versuchsbetone wurde mit der Konsistenz des entsprechenden Referenzbetons verglichen. Anhand des Ausbreitmaßes a_s ließ sich der direkte Einfluss des Restwassers auf die Frischbetonkonsistenz ermitteln. Das Ansteifverhalten des Frischbetons wurde bis zu zwei Stunden nach Mischungsende untersucht. Dabei wurde das Ausbreitmaß jeweils nach 5, 10, 30, 45, 60, 90 und 120 Minuten bestimmt. Der Frischbeton lagerte vor Feuchtigkeitsverlusten geschützt im Freifallmischer und wurde unmittelbar vor jeder Entnahme für 10 Sekunden aufgemischt.

4.3.3 Festbetonuntersuchungen

Bei allen Betonen wurde die Betondruckfestigkeit an Würfeln mit 150 mm Kantenlänge im Alter von 2, 7, 28 und 91 Tagen ermittelt. Außerdem wurde an Betonzyklindern mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm der statische E-Modul im Alter von 28 Tagen bestimmt. Die Herstellung, La-

der von der Düsseldorf mains supply were designated “reference concretes”. The mixing water for the test concretes consisted in each case of $\frac{2}{3}$ recycled water (see Table 2) and $\frac{1}{3}$ drinking water. The addition of the drinking water simulated the natural moisture of the aggregates normally found in practice. The volume of solids contained in the recycled water was taken into account in the water addition to keep the water/cement ratio of the test concretes made with recycled water at the same level as in the reference concrete made with drinking water. To cater for unfavourable conditions the solids in the recycled water were not included in the calculation of the volume of the aggregate. I.e. the test concretes contained 18 kg/m^3 (recycled water I) or 35 kg/m^3 (recycled water II) more fines than the reference concretes. The same starting materials were used for producing the reference and test concretes as well as for producing the concretes for obtaining the recycled water. In each case the normal concretes contained $260 \text{ kg CEM I } 32,5 \text{ R}$ cement (B1a) or $\text{CEM III/B } 32,5 \text{ NW/HS/NA}$ cement (B1b) and $50 \text{ kg coal fly ash}$ per cubic metre of fresh concrete, and were produced with a water/cement (eq) = 0.60 . The air-entrained concretes (B2) were produced with $330 \text{ kg CEM I } 32,5 \text{ R}$ cement and a water/cement = 0.48 . 0.04 mass \% , relative to the cement, of air-entraining agent based on wood rosin was also used. High-strength concretes (B3) were composed of $400 \text{ kg CEM I } 42,5 \text{ R}$ cement, $50 \text{ kg coal fly ash}$, $25 \text{ kg microsilica dust}$ and 2.0 mass \% (relative to cement) of superplasticizer based on naphthalene sulfonate, and had a water/cement (eq) = 0.35 . All concretes contained coarse Rhine sand with the A32 / B32 grading curve as aggregate.

The concretes were mixed in a mechanical forced mixer. The total mixing time was approximately 2 minutes. For the appropriate concretes the superplasticizer or air-entraining agent was added directly with the mixing water, while the concrete plasticizer (calcium lignosulfonate) was added later to even out small fluctuations in consistency (see Table 1). The water content of the superplasticizer was included in the calculation of the mixing water. When it was added subsequently the admixture was mixed in for about 20 seconds.

4.3.2 Fresh concrete investigations

The reference concretes B1 and B3 were designed so that after 45 minutes they had a soft placement consistency (KR as defined in DIN 1045 or F3 as defined in EN 206-1). The reference concrete B2 was designed to have a plastic placement consistency (KP as defined in DIN 1045 or F2 as defined in EN 206-1) and an air content in the fresh concrete of about 5 vol.% at the time of placement (see Table 1). The quantity of air-entraining agent which needed to be added was determined in advance with the aid of small suitability tests. For all concretes the fresh concrete temperature, the fresh concrete bulk density as defined in DIN 1048-1 [20], and the air content were measured by the pressure-compensation method in the air void test equipment. The flow diameter of the fresh concrete was also measured directly after the mixing process using the flow test defined in DIN 1048-1 [20]. The consistencies of the test concretes were compared with the consistencies of the corresponding reference concretes. The direct effect of the recycled water on the fresh concrete consistency can be determined from the flow diameter a_s . The stiffening behaviour of the fresh concrete was investigated for up to two hours after the end of mixing. In each case the flow diameter was determined after 5, 10, 30, 45, 60, 90 and 120 minutes. The fresh concrete was stored in a free-fall mixer protected from moisture loss and was mixed for 10 seconds directly before each removal.

4.3.3 Hardened concrete investigations

The concrete compressive strength was determined for all concretes on 150 mm cubes at 2, 7, 28 and 91 days. The static modulus of elasticity was also determined at 28 days on concrete cylinders with diameters of 150 mm and heights of 300 mm . The test pieces were produced, stored and tested in accordance with DIN 1048-5 [21].

The shrinkage and creep characteristics were investigated on cylinders with diameters of 150 mm and heights of 600 mm in accordance with the test method specified in [22]. The test pieces were produced as described in DIN 1048-5. The test pieces were

gerung und Prüfung der Probekörper erfolgte nach DIN 1048-5 [21].

Das Schwind- und Kriechverhalten wurde an Zylindern mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 600 mm entsprechend dem in [22] angegebenen Prüfverfahren untersucht. Die Probekörper wurden nach DIN 1048-5 hergestellt. Sieben Tage nach der Herstellung wurden die Probekörper aus der Feuchtlagerung entnommen. Alle weiteren Untersuchungen erfolgten im Klimaraum bei 20 °C und 65 % r.F. vor Zugluft geschützt. Bei der Untersuchung des Kriechverhaltens wurden die Zylinder im Alter von 28 Tagen in Kriechstände eingespannt und mit einer konstanten Kriechspannung, die rd. $\frac{1}{3}$ der Druckfestigkeit entsprach, belastet. Die Verformungen wurden mit einem Setzdehnungsmesser über einen Zeitraum von rd. 365 Tagen ermittelt.

Die Prüfung des Frostwiderstands erfolgte mit dem Würfelverfahren [22] an Würfeln mit einer Kantenlänge von 100 mm im Alter von 28 Tagen. Die Würfel wurden mit 2 Frost-Tau-Wechseln je Tag und insgesamt mit 100 Frost-Tau-Wechseln beansprucht. Bei den Luftporenbetonen erfolgte die Prüfung des Frost-Tausalz-widerstands mit dem Würfelverfahren an Würfeln mit einer Kantenlänge von 100 mm im Alter von 28 Tagen in 3%iger Natriumchlorid-Lösung gemäß [22]. Die Würfel wurden mit 2 Frost-Tau-Wechseln je Tag und insgesamt mit 100 Frost-Tau-Wechseln beansprucht. Zusätzlich wurden an gesägten Betonprismen 150/100/40 mm³ der Luftgehalt (La), der Mikroluftporengehalt L300 und der Abstands faktor (AF) ermittelt.

Die Prüfung des Carbonatisierungswiderstands erfolgte entsprechend dem in [22] angegebenen Prüfverfahren an Betonbalken mit den Abmessungen 100/100/500 mm³ über einen Zeitraum von 365 Tagen.

Die Untersuchung des Elutionsverhaltens gegenüber deionisiertem Wasser erfolgte an Würfeln mit einer Kantenlänge von 100 mm im Alter von 28 Tagen in Anlehnung an das Trogverfahren [23]. Das Verhältnis der Probekörperoberfläche zum Volumen des deionisierten Wassers betrug rd. 1:12. Nach 24-stündiger Beanspruchung der Probekörper wurden die Eluate bezüglich der Gehalte an As, Cd, Cr, Pb, Zn, Cl, Ca, K, Na, NO₃ und SO₄ analysiert.

5 Darstellung und Erörterung der Versuchsergebnisse

5.1 Restwasseranalyse

5.1.1 Physikalische, chemische und chemisch-mineralogische Beschaffenheit der Restwässer

Die Suspensionsdichte wurde bei den Restwässern I auf 1,07 kg/dm³ und bei den Restwässern II auf 1,15 kg/dm³ eingestellt. Die rechnerischen Feststoffgehalte der Restwässer I bzw. II betragen somit rd. 12 M.-% bzw. rd. 24 M.-%. Die experimentell ermittelten Feststoffgehalte für die im Labor hergestellten Restwässer I lagen im Mittel bei rd. 12 M.-% und für die Restwässer II bei rd. 21 M.-%. Die Dichten der Feststoffe in den 3 Stunden alten, also frischen Restwässern, betrugen rd. 2,4 kg/dm³, die der über 72 Stunden gelagerten Restwässer aufgrund der fortschreitenden Zementhydratation rd. 2,3 kg/dm³. Die etwas höheren Feststoffdichten in den Restwässern Id und IId mit rd. 2,5 kg/dm³ resultierten aus dem im Frischbeton eingesetzten verzögernden Wirkstoff Tetraalkaliumpyrophosphat. Insgesamt betrachtet lagen die bei diesen Versuchen ermittelten Feststoffdichten im Allgemeinen über der für Berechnungen in der Restwasserrichtlinie [1] angenommenen mittleren Dichte des Restwasserfeststoffs von rd. 2,1 kg/dm³.

Erwartungsgemäß wiesen die über 72 Stunden gelagerten Restwässer (RW Ia₂₂, RW IIa₂₂) gegenüber den 3 Stunden alten Restwässern (RW Ia, RW IIa) einen aufgrund der fortschreitenden Zementhydratation höheren Anteil an chemisch gebundenem Wasser auf. Bei den Restwässern, die aus verzögerten Betonen hergestellt wurden, enthielt der Feststoff die geringsten Anteile an chemisch gebundenem Wasser. Die bei den Untersuchungen ermittelten Mengen an chemisch gebundenem Wasser korrespondierten insgesamt mit den beobachteten Feststoffdichten. Die auf den Zementanteil im Restwasserfeststoff bezogenen Gehalte an chemisch gebundenem Wasser einer Restwassersuspension zeigt Bild 1. Bei der Ankunft des Restbetons im Transportbetonwerk nach rd. 3 Stunden hatte der Zementanteil im Restwasser erst

removed from moist storage seven days after production. All further investigations were carried out in a climatic chamber at 20 °C and 65 % r.h. protected from draught. For investigation of the creep behaviour the cylinder was clamped in a creep stand at 28 days and loaded with a constant creep stress, i.e. about $\frac{1}{3}$ of the compressive strength. The deformation was measured with a stress-probing extensometer over a period of about 365 days.

The freeze-thaw resistance was tested by the cube method [22] on 100 mm cubes at 28 days. The cubes were exposed to 2 freeze-thaw cycles per day and to 100 freeze-thaw cycles in total. For the air-entrained concretes the resistance to freeze-thaw with de-icing salt was tested by the cube method on 100 mm cubes at 28 days in 3 % sodium chloride solution as described in [22]. The cubes were exposed to 2 freeze-thaw cycles per day and to 100 freeze-thaw cycles in total. The air content (La), the micro air void content L300 and spacing factor (AF) were also determined on sawn 150/100/40 mm³ concrete prisms.

The carbonation resistance was tested on 100/100/500 mm³ concrete beams over a period of 365 days in accordance with the test procedure specified in [22].

The elution behaviour with de-ionized water was investigated on 100 mm cubes at 28 days following the procedure for the trough method [23]. The ratio of test piece surface area to volume of de-ionized water was about 1:12. After the test piece had been exposed for 24 hours the eluate was analyzed for the levels of As, Cd, Cr, Pb, Zn, Cl, Ca, K, Na, NO₃ and SO₄.

5 Representation and discussion of the test results

5.1 Analysis of the recycled water

5.1.1 Physical, chemical and chemo-mineralogical nature of the recycled water

The suspension density was adjusted to 1.07 kg/dm³ for recycled water I and to 1.15 kg/dm³ for recycled water II. The calculated solids contents of recycled water I and II were therefore about 12 mass % and about 24 mass % respectively. The experimentally determined solids content of recycled water I produced in the laboratory was on average about 12 mass % and of recycled water II was about 21 mass %. The density of the solids in the three-hour-old, i.e. fresh, recycled water was about 2.4 kg/dm³ and that in the recycled water stored for 72 hours was about 2.3 kg/dm³ because of the advancing cement hydration. The somewhat higher densities of the solids in the recycled waters Id and IId of about 2.5 kg/dm³ resulted from the retarding active ingredient tetrapotassium pyrophosphate used in the fresh concrete. Considered as a whole the densities of the solids determined in these trials were generally higher than the average density of the recycled water solids of about 2.1 kg/dm³ assumed for the calculations in the recycled water guideline [1].

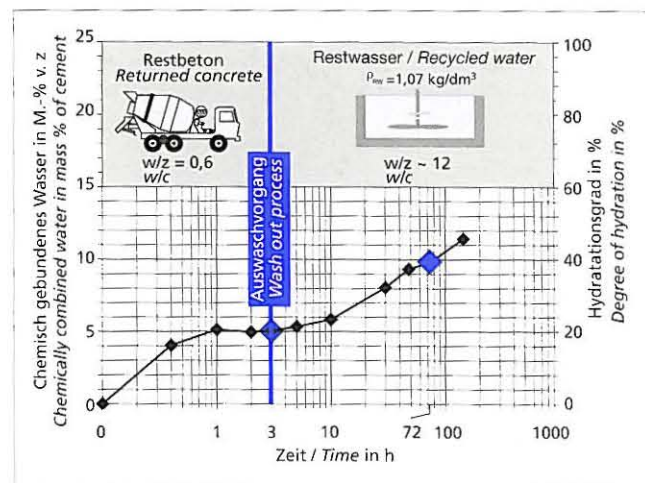


Bild 1: Gehalt des durch CEM I 32,5 R chemisch gebundenen Wassers

Figure 1: Content of water chemically combined by CEM I 32,5 R

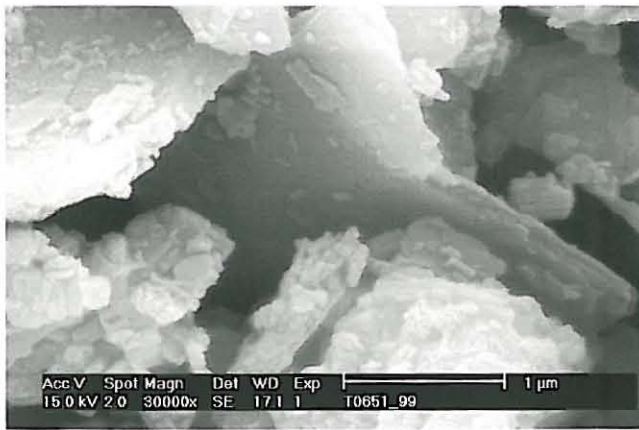


Bild 2: Restwasserfeststoff 30 000fach vergrößert: links unmittelbar nach dem Auswaschvorgang und rechts nach rd. 72-stündiger Lagerung im Restwasserbehälter

Figure 2: Solids in recycled water, magnified 30 000 times: left – immediately after the wash out process; right – after about 72 hours' storage in the recycled water basin

rd. 5 M.-% Wasser chemisch gebunden und somit einen Hydrationsgrad von rd. 20 % erreicht. Der weitere Kurvenverlauf zeigt deutlich die fortschreitende Zementhydratation im Restwasserbecken. Der Zementanteil im Restwasser hatte nach rd. 72 Stunden die doppelte Menge an Wasser im Vergleich zur 3 Stunden alten Probe chemisch gebunden. Durch die im Verlauf der Zementhydratation gebildeten Hydrationsprodukte (z.B. Calciumsilicathydrate- CSH) veränderte sich mit der Morphologie auch die spezifische Oberfläche der Zementpartikel. Das verdeutlichen die rasterelektronenmikroskopischen Aufnahmen von Restwasserfeststoff im Alter von 3 bzw. 72 Stunden im Bild 2. 72 Stunden alter Restwasserfeststoff wies im Vergleich zu 3 Stunden altem Restwasserfeststoff eine wesentlich größere spezifische Oberfläche auf.

5.1.2 Chemische Beschaffenheit der Restwässer (feststofffrei)

Ausgewählte Ergebnisse der chemischen Analysen der feststofffreien Restwässer sind in Tafel 3 zusammengestellt. Die Restwässer waren bei der Analyse 3, 24 bzw. 72 Stunden alt.

Die Sulfatgehalte der Restwässer lagen weit unter dem Grenzwert von 2000 mg/l, der für feststofffreies Washwasser von gips- oder anhydritgebundenen Restmörtel angegeben ist. Die höchsten Gehalte an gelöstem Sulfat wiesen die Restwässer II im frischen Zustand auf. Hierbei wurden Gehalte an gelöstem Sulfat von bis zu rd. 1200 mg/l in der flüssigen, feststofffreien Phase und bis zu rd. 2 M.-% im Feststoff ermittelt. Dies bedeutet, dass der weitaus größte Teil des Sulfats im Feststoff enthalten ist. Während der Lagerung des Restwassers nahmen die Anteile an gelöstem Sulfat erwartungsgemäß stark ab und die Sulfatgehalte im Feststoff zu.

Trotz relativ hoher Einsatzmengen an Calciumligninsulfonat (BV), Naphthalinsulfonat (FM) oder Tetrakaliumpyrophosphat (VZ) im Frischbeton konnten, wenn überhaupt, nur äußerst geringe Mengen gelöster Wirkstoffe im Restwasser nachgewiesen werden. Das Bild 3 zeigt, dass die Basiswirkstoffe für Verflüssiger und Fließmittel schon nach 3 Stunden zu rd. 85 % und nach 24 Stunden vollständig an die Zementpartikel gebunden waren. Der Verzögererwirkstoff war bereits nach 3 Stunden im Restwasser nicht mehr nachweisbar. Das deckt sich mit den Untersuchungsergebnissen in [7] und [24].

5.2 Frischbetonuntersuchungen

Die umfangreichen Untersuchungen zum Ansteifen von Betonen mit Restwasser ergaben, dass Restwasser bis zu einer Dichte von 1,07 kg/dm³ (Restwasser I) die Ausgangskonsistenzen und das Ansteifen von Betonen nicht signifikant beeinträchtigte, siehe Tafel 1. Bild 4 zeigt die Entwicklung des Ausbreitmaßes von Beton B1a ohne jegliche korrigierende BV-Zugabe bis zu 45 Minuten. Die schnelle Wiederverwendung des feststoffreichen frischen Restwassers II direkt nach dem Auswaschvorgang (3 Stunden) führte bei den relativ mehlkornarmen Standardbetonen zu einer deutlichen

Als expected, the recycled water stored for 72 hours (RW Ia₇₂, RW IIa₇₂) had a higher percentage of chemically combined water than the 3-hour-old recycled water (RW Ia, RW IIa) because of the advancing cement hydration. The solids in the recycled waters produced from retarded concretes contained the lowest percentage of chemically combined water. The quantities of chemically combined water determined in the investigations corresponded on the whole with the observed densities of the solids. Figure 1 shows the contents of chemically combined water in a recycled water suspension relative to the percentage of cement in the recycled water solids. When the residual concrete arrived at the ready-mixed concrete plant after about 3 hours the cement fraction in the recycled water had only chemically combined about 5 mass % water and hence reached a degree of hydration of about 20 %. The continuing shape of the curve shows clearly the advancing cement hydration in the recycled water basin. The cement fraction in the recycled water after about 72 hours contained double the quantity of chemically combined water when compared to the 3-hour-old sample. The specific surface area of the cement particles also changed with the morphology due to the hydration products (e.g. calcium silicate hydrates – CSH) formed in the course of the cement hydration. This is shown clearly by the scanning electron microscope photomicrographs of the solids in the recycled water at 3 and 72 hours in Figure 2. The 72-hour-old recycled water solids had a substantially larger surface area than the 3-hour-old recycled water solids.

5.1.2 Chemical nature of the recycled water (solids-free)

Selected results of the chemical analysis of the solids-free recycled water are listed in Table 3. At the time of analysis the recycled waters were 3, 24 or 72 hours old.

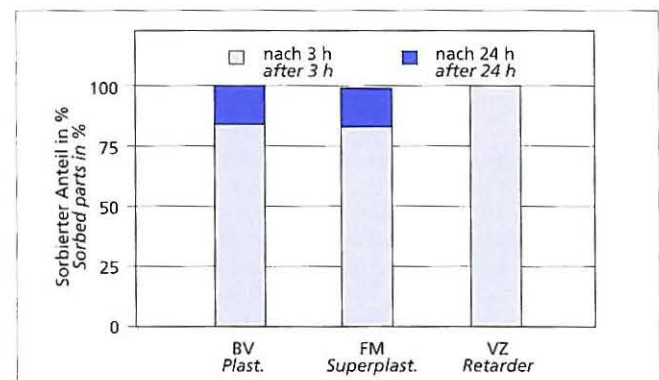


Bild 3: Sorbierte Anteile der Zusatzmittelwirkstoffe an den Zementpartikeln im Restwasser I und II nach 3 bzw. 24 Stunden

Figure 3: Percentage of active admixture ingredient sorbed on the cement particles in recycled water I and II after 3 and 24 hours

Tafel 3: Ergebnisse der Restwasseranalysen – feststofffrei
Table 3: Results of recycled water analysis – solid-free

Eigenschaft Property		Bezeichnung des Restwassers ¹⁾ Designation of the recycled water										
		la	la ₇₂	lb	lc	ld	lla	lla ₇₂	llb	llb ₂₄	llc	lld
Chemische Beschaffenheit des feststofffreien Restwassers Chemical properties of the solid-free recycled water												
pH-Wert pH-value	-	12,7	13,3	12,7	12,6	12,8	12,8	12,9	12,9	13,0	12,8	12,6
PO ₄ ³⁻	mg/l	0,63	0,37	0,63	n.n.	0,39	n.n.	n.n.	n.n.	n.n.	n.n.	n.n.
SO ₄ ²⁻	mg/l	616,8	2,7	503,0	453,9	469,9	1155	6,4	1217	9,4	n.b.	943
Na	mg/l	65	90	75	n.b.	70	55	38	40	37	n.b.	38
K	mg/l	210	285	205	120	280	464	401	390	356	n.b.	312

¹⁾ Alter des Restwassers: ohne Index 3 h, sonst nach Index in h / Age of the recycled water: without subscript = 3 h, otherwise as per subscript in h
n.n. = nicht nachweisbar / not detectable
n.b. = nicht bestimmt / not determined

Verbesserung der Verarbeitbarkeit. Dagegen führte Restwasser nach 72-stündiger Lagerung zu wesentlich steiferen Konsistenzen und, wie der etwas steilere Abfall der unteren Linie zeigt, zu einem stärkeren Ansteifen als Restwasser geringeren Alters. Dies ist auf die während der Vorlagerung entstandenen Hydratationsprodukte und den damit verbundenen erhöhten Wasseranspruch des 72 Stunden alten Restwasserfeststoffs zurückzuführen – siehe Bild 2. Die Untersuchungen ergaben, dass besonders bei sehr feststoffreichen Restwässern der Restwasserfeststoff im Stoffraum bereits beim Mischungsentwurf berücksichtigt werden muss, wie es auch in der DAfStb-Richtlinie [1] verlangt wird. Untersuchungen mit feststofffreiem Restwasser ergaben, dass die im Restwasser enthaltenen gelösten Stoffe die Frischbetonkonsistenz und das Ansteifverhalten nicht signifikant beeinflussten.

5.3 Festbetonuntersuchungen

Bild 5 zeigt die Druckfestigkeit normalfester Betone (B1a), die mit CEM I 32,5 R und mit Restwasser I bzw. II verschiedener Zu-

The levels of sulfate in the recycled water lay far below the limit of 2 000 mg/l specified for solids-free wash water from gypsum- or anhydrite-bonded recycled mortar. The highest levels of dissolved sulfate were exhibited by recycled water II in the fresh state, in which levels of dissolved sulfate of up to about 1 200 mg/l were determined in the liquid, solids-free, phase and up to about 2 mass % in the solids. This meant that by far the majority of the sulfate was contained in the solids. During the storage of the recycled water the percentages of dissolved sulfate dropped sharply as expected and the sulfate levels in the solids increased.

In spite of the relatively large quantities of calcium lignosulfonate (plasticizer) naphthalene sulfonate (superplasticizer) or tetrapotassium pyrophosphate (setting retarder) used in the fresh concrete only extremely small quantities, if any, of dissolved active ingredients could be detected in the recycled water. Figure 3 shows that the basic active ingredients for plasticizers and superplasticizers were about 85 % combined in the cement particles after only 3 hours and were fully combined after 24 hours. The retarding active ingredient could no longer be detected in the recycled water after only 3 hours. This agrees with the findings in [7] and [24].

5.2 Fresh concrete investigations

The extensive investigations into the stiffening of concretes made with recycled water showed that recycled water up to a density of 1.07 kg/dm³ (recycled water I) had no significant adverse effect on the initial consistency or the stiffening of concretes, see Table 1. Figure 4 shows the change in the flow diameter of concrete B1a without any corrective addition of plasticizer up to 45 minutes. The rapid re-use of the solids-rich fresh recycled water II directly after the washing procedure (3 hours) led to a significant improvement in the workability with the relatively low-fines standard concretes. On the other hand, recycled water after 72 hours storage led to substantially stiffer consistencies and, as shown by the somewhat steeper downward slope of the bottom line, to greater stiffening than with the younger recycled water. This is attributable to the hydration products produced during the preliminary storage and the resulting increased water demand of the 72-hour-old recycled water solids – see Figure 2. The investigations showed that the volume occupied by the solids in the recycled water must be taken into account in the mix design, especially with very solids-rich recycled waters, as is also required by the DAfStb guideline [1]. The investigations with solids-free recycled water showed that the dissolved substances contained in the recycled water have no significant effect on the fresh concrete consistency or the stiffening behaviour.

5.3 Hardened concrete investigations

Figure 5 shows the compressive strength of normal-strength concretes (B1a) that had been produced with CEM I 32,5 R and with recycled water I or II of varying composition. The recycled water density and the recycled water age as well as the small quan-

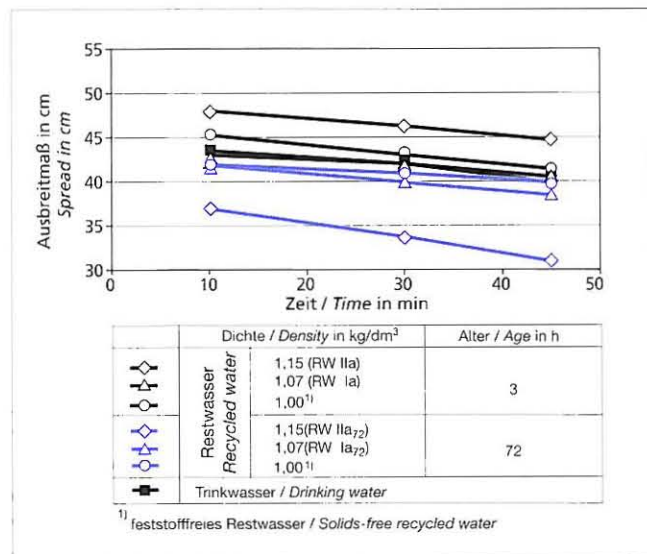


Bild 4: Einfluss von Restwasser mit verschiedener Dichte und unterschiedlichem Alter auf das Ausbreitmaß von Beton B1a ohne Ansteifkorrektur durch eine BV-Zugabe. Der Restwasserfeststoff wurde im Stoffraum nicht berücksichtigt.

Figure 4: Influence of recycled water of different densities and ages on the spread of concrete B1a, without addition of plasticizer to adjust stiffening. The solids in the recycled water were not taken into account when calculating the volume of the concrete mix proportions.

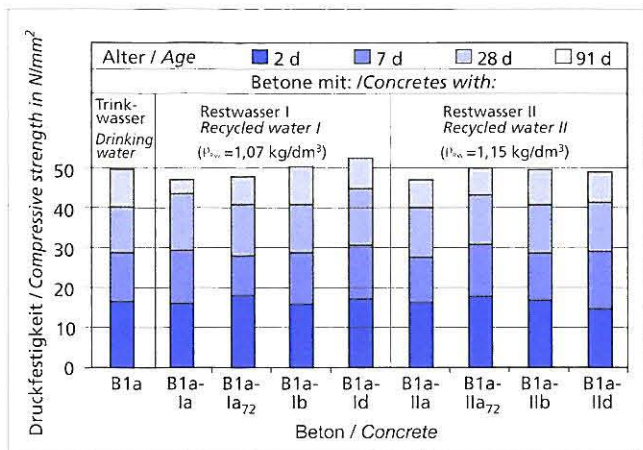


Bild 5: Druckfestigkeit normalfester Betone (B1a) mit Restwasser
Figure 5: Compressive strength of normal strength concretes (B1a) containing recycled water

sammensetzung hergestellt wurden. Die Restwasserdichte und das Restwasseralter sowie die in geringen Mengen enthaltenen gelösten Zusatzmittelwirkstoffreste in den Restwässern hatten keinen signifikanten Einfluss auf die Betondruckfestigkeit im Alter von 2, 7, 28 und 91 Tagen und auf den im Alter von 28 Tagen ermittelten statischen Elastizitätsmodul der Versuchsbetone (s. Tafel 1). Das traf auch auf die mit Hochofenzement hergestellten normalfesten Betone zu. Das Festigkeitsniveau hochfester Betone lag bei Verwendung von Restwasser nur geringfügig niedriger (Bild 6).

Bild 7 zeigt stellvertretend, dass das Schwindverhalten durch Restwasser im Allgemeinen nicht signifikant beeinträchtigt wurde. Bei Verwendung 72 Stunden alten feststoffreichen Restwassers II ($\rho_{RW} = 1,15 \text{ kg/dm}^3$) lagen die Schwindmaße geringfügig über denen des Referenzbetons. Ebenso wenig wurde das Kriechverhalten durch das Restwasser beeinflusst.

Wie Bild 8 zeigt, konnten Luftporenbetone selbst mit Restwasser II ($\rho_{RW} = 1,15 \text{ kg/dm}^3$) sicher hergestellt werden und nach den insgesamt vorliegenden Kenntnisstand ist eine Beeinträchtigung durch feststoffärmeres Restwasser nicht zu erwarten. Die Ausbildung eines stabilen Mikroluftporensystems wurde durch das Restwasser nicht beeinträchtigt. Der Gehalt an Mikroluftporen L300 und der Abstandsfaktor AF entsprachen den Anforderungen des „Merkblatts für die Herstellung und Verarbeitung von Luftporenbeton“ [25]. Die Abwitterungsmengen lagen unter einem Masseprozent. Alle Luftporenbetone wiesen einen hohen Frost-Tausalz-widerstand auf. Diese Versuchsergebnisse decken sich mit Ergebnissen in [26]. Hierbei wurden Luftporenbetone mit gleicher

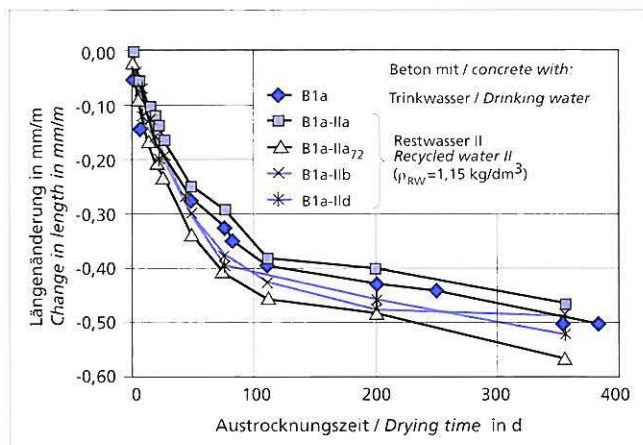


Bild 7: Schwindverhalten von Betonen (B1a) mit Restwasser II
Figure 7: Shrinkage of concretes (B1a) containing recycled water II

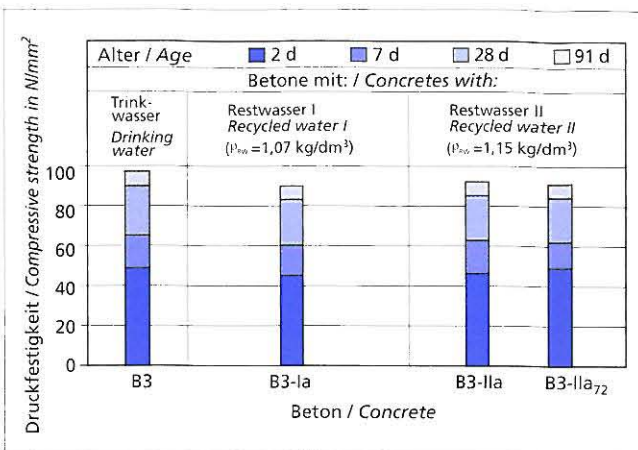


Bild 6: Druckfestigkeit hochfester Betone (B3) mit Restwasser
Figure 6: Compressive strength of high strength concretes (B3) containing recycled water

ties of dissolved active admixture ingredients contained in the recycled water had no significant effect on the concrete compressive strength at 2, 7, 28 or 91 days or on the static modulus of elasticity of the test concretes determined at 28 days (see Table 1). This also applied to the normal-strength concretes produced with blast-furnace cements. The strength level of high-strength concretes was only very slightly lower when recycled water was used (Figure 6).

Figure 7 shows that in general the shrinkage behaviour is not significantly adversely affected by recycled water. When 72-hour-old solids-rich recycled water II ($\rho_{RW} = 1.15 \text{ kg/dm}^3$) was used the shrinkage was slightly higher than that of the reference concrete. The recycled water had equally little effect on the creep behaviour.

As is shown by Figure 8, air-entrained concretes could be produced reliably even with recycled water II ($\rho_{RW} = 1.15 \text{ kg/dm}^3$) and all available findings indicate that low-solids recycled water is not expected to have any adverse effect. The formation of a stable micro air void system was not adversely affected by the recycled water. The content of L300 micro air pores and the AF spacing factor met the requirements of the “Code of practice for the production and placement of air-entrained concretes” [25]. The weathering losses lay below one percent by mass. All air-entrained concretes exhibited high resistance to freeze-thaw with de-icing salt. The test results coincide with the results in [26] where air-entrained concretes with the same composition as B2 were produced with recycled water ($\rho_{RW} = 1.04 \text{ kg/dm}^3$) in the ready-mixed concrete plant. The concretes produced with recycled water also fulfilled the requirements of [25] with respect to air void parameters, and all concretes exhib-

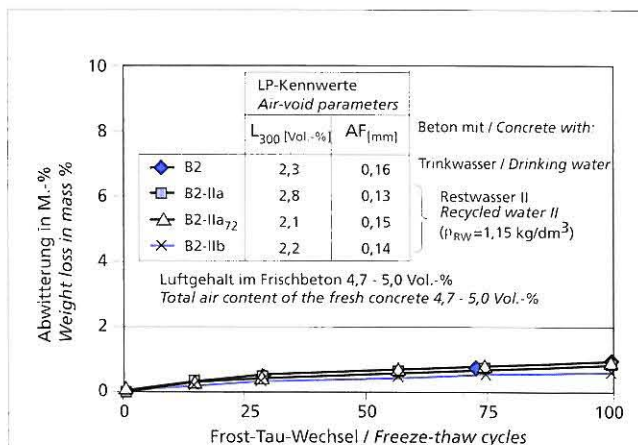


Bild 8: Frost-Tausalz-widerstand und Luftporenkennwerte von LP-Betonen (B2) mit Restwasser II.
Figure 8: Freeze-thaw resistance with de-icing salt and air void parameters of air entrained concretes (B2) containing recycled water II

Zusammensetzung wie B2 mit Restwasser ($\rho_{\text{RW}} = 1,04 \text{ kg/dm}^3$) im Transportbetonwerk hergestellt. Die mit Restwasser hergestellten Betone entsprachen bezüglich der Luftporenkennwerte ebenfalls den Anforderungen von [25] und alle Betone wiesen einen sehr hohen Frost-Tausalz widerstand nach dem Würfelverfahren und dem CDF-Test auf.

Der Frostwiderstand und der Carbonatisierungswiderstand sowie das Elutionsverhalten der Versuchsbetone gegenüber deionisiertem Wasser wurden durch Restwasser nicht verändert.

6 Zusammenfassung

In einem Forschungsvorhaben wurde der Einfluss von Restwasser auf wesentliche Frisch- und Festbetoneigenschaften praxisüblicher Betone untersucht. Es wurden normalfeste Betone (z.B. für Innenbauteile), Luftporenbetone und hochfeste Betone mit Restwasser als Zugabewasser hergestellt. Restwasser I wies eine Suspensionsdichte von rd. $1,07 \text{ kg/dm}^3$ und Restwasser II eine Suspensionsdichte von rd. $1,15 \text{ kg/dm}^3$ auf. Um eventuelle Einflüsse von im Restwasser gelösten Zusatzmittelwirkstoffresten auf die Frisch- und Festbetoneigenschaften zu ermitteln, wurden auch Restwässer aus Frischbetonen hergestellt, die entweder Calciumligninsulfonat (BV), Naphthalinsulfonat (FM) oder Tetrakaliumpyrophosphat (VZ) enthielten. Um den Einfluss des Restwasseralters auf die Frisch- und Festbetoneigenschaften zu untersuchen, wurden einige Restwässer vor ihrer Verwendung als Zugabewasser bis zu 72 Stunden in einem Restwasserbehälter gelagert.

- Die Restwasseranalysen zeigten, dass alle verwendeten Restwässer den Anforderungen der DAfStb-Richtlinie „Herstellung von Beton unter Verwendung von Restwasser, Restbeton und Restmörtel“ [1] entsprachen.
- Entsprechend dem Hydrationsfortschritt des Zements nahmen im Allgemeinen mit zunehmendem Restwasseralter die Feststoffdichten ab und die Gehalte an chemisch gebundenem Wasser zu. Nach 72 Stunden war gegenüber dem Zustand nach 3 Stunden in etwa die doppelte Menge an Wasser chemisch gebunden. Durch die im Verlauf der Zementhydratation gebildeten Hydrationsprodukte veränderte sich mit der Morphologie auch die spezifische Oberfläche der Zementpartikel. So wies 72 Stunden alter Restwasserfeststoff im Vergleich zu 3 Stunden altem Restwasserfeststoff eine wesentlich größere spezifische Oberfläche auf.
- Die hier eingesetzten Basiswirkstoffe Calciumligninsulfonat bzw. Naphthalinsulfonat zur Verflüssigung und Tetrakaliumpyrophosphat zur Verzögerung wurden in kürzester Zeit nahezu vollständig und irreversibel an die Zementpartikel gebunden und stehen für weitere Reaktionen nicht mehr zur Verfügung.
- Durch die Verwendung von Restwasser I mit einer Suspensionsdichte von $1,07 \text{ kg/dm}^3$ als Zugabewasser wurden die Ausgangskonsistenz und das Ansteifverhalten der Versuchsbetone nur unwesentlich beeinflusst. Geringe Abweichungen gegenüber dem Ausgangsausbreitmaß des mit Trinkwasser hergestellten Referenzbetons, konnten durch Zugabe geringer Mengen an Calciumligninsulfonat (BV) ausgeglichen werden.
- Eine schnelle Wiederverwendung des feststoffreichen Restwassers II nach dem Auswaschvorgang führte im Allgemeinen zu einer Verbesserung der Frischbetonkonsistenz und zu keiner Beeinträchtigung des Ansteifens. Mit zunehmendem Restwasseralter hob sich dieser Vorteil auf. Bereits nach einer Lagerungsdauer des Restwassers von 72 Stunden ergaben sich beim Einsatz des gleichen Restwassers wesentlich steifere Konsistenzen und ein stärkeres Ansteifen. Das ist auf die sich im Verlauf der Hydratation vergrößernde spezifische Oberfläche und den damit verbundenen gestiegenen Wasseranspruch des Restwasserfeststoffs zurückzuführen. Restwasser II mit einer Dichte von $1,15 \text{ kg/dm}^3$ stellt in der Praxis eine Ausnahme dar. Insbesondere bei Verwendung von 72 Stunden altem Restwasser II muss die Sollkonsistenz i.d.R. mit Hilfe von verflüssigenden Zusatzmitteln eingestellt werden.
- Die im Restwasser enthaltenen gelösten Stoffe (z.B. Ca, K, Na, SO_4) beeinflussten die Frischbetonkonsistenz und das Ansteifverhalten nicht signifikant.

ited a very high resistance to freeze-thaw with de-icing salt by the cube method and the CDF test.

The freeze-thaw resistance and the carbonation resistance, as well as the elution behaviour of the test concretes to de-ionized water, were not changed by recycled water.

6 Summary

The influence of residual water on important properties of normal fresh and hardened concretes was investigated in a research project. Normal strength concretes (e.g. for interior components), air entrained concretes and high strength concretes were produced with recycled water as the mixing water. Recycled water I had a suspension density of about 1.07 kg/dm^3 and recycled water II a suspension density of about 1.15 kg/dm^3 . Recycled water was also produced from fresh concretes which contained either calcium lignosulfonate (BV), naphthalene sulfonate (FM) or tetrapotassium pyrophosphate (VZ) to determine any possible effect on the fresh and hardened concrete properties of residual active ingredients of admixtures dissolved in the recycled water. In order to examine the influence of the age of the recycled water on the fresh and hardened concrete properties some of the recycled water was stored for up to 72 hours in a recycled water tank before it was used as mixing water.

- The recycled water analysis showed that all the recycled water used complied with the requirements of the DAfStb guideline "Production of concrete using recycled water, recycled concrete and recycled mortar" [1].
- In general the solids density decreased and the content of chemically combined water increased with increasing age of the recycled water, corresponding to the advance of hydration of the cement. After 72 hours about double the quantity of water was chemically combined when compared with the situation after 3 hours. Due to the hydration products formed during the course of cement hydration the specific surface area of the cement particles also changed with the morphology. The solids in 72-hour-old recycled water, for example, exhibited a substantially greater specific surface area than the solids in 3-hour-old recycled water.
- The basic active ingredients used here, namely calcium lignosulfonate or naphthalene sulfonate for plasticizing and tetrapotassium pyrophosphate for retarding, were virtually completely and irreversibly combined with the cement particles after a very short time, and were no longer available for further reactions.
- The initial consistency and the stiffening behaviour of the test concretes were only negligibly affected by the use of recycled water I with a suspension density of 1.07 kg/dm^3 . Slight differences from the initial flow diameter of the reference concrete produced with drinking water could be offset by adding small quantities of calcium lignosulfonate (BV).
- Rapid re-use of the solids-rich recycled water II after the washing process generally led to an improvement in the fresh concrete consistency and had no adverse effect on the stiffening. This advantage disappeared with increasing age of the recycled water. After a storage time of the recycled water of only 72 hours a substantially stiffer consistency and greater slump loss occurred when using the same recycled water. This is attributable to the increasing specific area during the course of the hydration and the associated higher water demand of the solids in the recycled water. In practice, recycled water II with a density of 1.15 kg/dm^3 represents an exception. As a rule it is necessary to use plasticizing additives to achieve the required consistency when using 72-hour-old recycled water II.
- The dissolved substances (e.g. Ca, K, Na, SO_4) contained in the recycled water had no significant influence on the fresh concrete consistency or the stiffening behaviour.
- The concrete compressive strength of normal strength concretes at 2, 7, 28 and 91 days and the static elastic modulus at 28 days were not adversely affected by the use of recycled water I or II. The strength level of high-strength concretes was only very slightly lower when recycled water was used.

- Die Betondruckfestigkeit normalfester Betone im Alter von 2, 7, 28 und 91 Tagen sowie der statische Elastizitätsmodul im Alter von 28 Tagen wurden durch die Verwendung von Restwasser I bzw. II nicht beeinträchtigt. Das Festigkeitsniveau hochfester Betone lag bei Verwendung von Restwasser nur geringfügig niedriger.
- Restwasser I bzw. II beeinträchtigten das Schwind- und Kriechverhalten der Versuchsbetone nicht signifikant.
- Der Frostwiderstand und der Carbonatisierungswiderstand sowie das Elutionsverhalten der Versuchsbetone gegenüber deionisiertem Wasser wurden durch Restwasser nicht beeinträchtigt.
- Luftporenbetone konnten selbst mit Restwasser II ($\rho_{RV} = 1,15 \text{ kg/dm}^3$) sicher hergestellt werden. Die Ausbildung eines stabilen Mikroluftporensystems und der Frost-Tausalz-widerstand wurden durch Restwasser nicht beeinträchtigt. Alle Luftporenbetone wiesen einen hohen Frost-Tausalz-widerstand auf.
- Insgesamt hat sich gezeigt, dass Betone mit Restwasser dauerhaft sind und die gleichen Gebrauchseigenschaften wie Betone aufweisen, die mit Trink- bzw. Frischwasser hergestellt werden. Mit den gewonnenen Erkenntnissen konnten die Vorbehalte gegenüber dem Einsatz von Restwasser widerlegt werden.

- Recycled water I and II had no significant adverse effect on the shrinkage and creep behaviour of the test concretes.
- The freeze-thaw resistance and resistance to carbonation as well as the elution behaviour of the test concretes with de-ionized water were not adversely affected by recycled water.
- The air entrained concretes could be produced safely even with recycled water II ($\rho_{RV} = 1.15 \text{ kg/m}^3$). The formation of a stable micro air void system and the resistance to freeze-thaw with de-icing salt were not adversely affected by the recycled water. All air entrained concretes exhibited a high resistance to freeze-thaw with de-icing salt.
- As a whole, it was found that concretes made with recycled water are durable and exhibit the same service properties as concretes which have been produced with drinking water or fresh water. The results obtained have refuted the reservations concerning the use of recycled water.

Literatur / Literature

- [1] Richtlinie für die Herstellung von Beton unter Verwendung von Restwasser, Restbeton und Restmörtel. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, August 1995
- [2] Bunke, N.: Erläuterungen zur Richtlinie für die Herstellung von Beton unter Verwendung von Restbeton, Restmörtel und Restwasser (Restwasser-Richtlinie). In: Beton- und Stahlbetonbau 87 (1992), Nr. 10, S. 254-257
- [3] Schuhmacher, W. (Hrsg.); Techn. Akademie Esslingen Weiterbildungszentrum (Veranst.): Fortschritte beim Transportbeton (Lehrgang: 11/93 Nr. 17552/80.161). Vortrag 8
- [4] Breitenbücher, R.: Recycling von Frisch- und Festbeton. In: Beton (1994), Nr. 9, S. 510-514
- [5] Priesenborg, B.; Genenger, R.; Orlowski, F.: Restbetonrecycling-Recycling of waste concrete. In: Betonwerk + Fertigteil-Technik (1984), H. 12, S. 830-836
- [6] Rickert, J.; Grube, H.: Analyse von Restwasserinhaltsstoffen. In: beton 49 (1999), H. 7+8, S. 461-468
- [7] Richtlinie für hochfesten Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, August 1995
- [8] Richtlinie für die Herstellung von Beton unter Verwendung von Restwasser, Restbeton und Restmörtel. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, September 1991
- [9] Harr, K.; Tax, M.: Einfluss von Betonrestwasser auf die zement- und beton-technologischen Eigenschaften. Weimar: Hochschule für Architektur und Bauwesen, Universität, 1994.- In: 12. Internationale Baustofftagung-ibaasil., 22.-24. 9. 1994 in Weimar, Tagungsbericht Band 2, S. 429-437
- [10] Norm DIN 4226-1 1983-04. Zuschlag für Beton: Teil 1: Zuschlag mit dichtem Gefüge Begriffe, Bezeichnung und Anforderungen.
- [11] Norm EN 206-1 2000. Beton: Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität
- [12] Dahlhoff, U.; Budnik, J.; Scholl, E.: Frischbetonrecycling im Transportbetonwerk. In: Beton 45 (1995), Nr. 11, S. 792-796

- [13] Schießl, P.; Brauer, N. (Bearb.): Eindringverhalten umweltgefährdender Flüssigkeiten in FD-Beton mit Restwasser. ibac: Aachen, 1996. Forschungsbericht F 575 (Abschlussbericht). Auftraggeber: BMFT, Aktenzeichen 13 RG 90 102 - A12.2
- [14] Schießl, P.; Brauer, N. (Bearb.): Eindringverhalten von umweltgefährdenden Flüssigkeiten in FD-Beton mit Restwasser aus Transportbetonwerken. ibac: Aachen, 1996. Forschungsbericht F 576 (Abschlussbericht). Auftraggeber: FTB - (IRB-Forschungsbericht T 2873)
- [15] Dillmann, R.: Restwasser: Forschungsbericht DBV 183. - Stuttgart: IRB, 1999.
- [16] Norm DIN EN 197-1-1 2001-02. Zement: Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement
- [17] Norm DIN 1164 2000-11. Zement mit besonderen Eigenschaften. Zusammensetzung, Anforderungen, Übereinstimmungsnachweis
- [18] Norm DIN EN 196-1 1995-05. Prüfverfahren für Zement: Teil 1: Bestimmung der Festigkeit, Deutsche Fassung EN 196-1: 1994.
- [19] Norm DIN EN 450 1995-01. Flugasche für Beton: Definition, Anforderungen und Güteüberwachung, Deutsche Fassung EN 450:1994
- [20] Norm DIN 1048-1 1991-06. Prüfverfahren für Beton: Teil 1: Frischbeton.
- [21] Norm DIN 1048-5 1991-06. Prüfverfahren für Beton: Teil 5: Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper
- [22] Bunke, N.: Prüfung von Beton - Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048. - Berlin: Beuth, 1991. - (DAfStb: Schriftenreihe 422)
- [23] Rechenberg, W.; Spanka, G.: Verfahren zur Prüfung des Auslaugverhaltens zementverfestigter Stoffe. In: Rilem-Workshop Auslaugverhalten von Beton und zementgebundenem Material, 1992, S. 21-26
- [24] Spanka, Gerhard; Thielen, G.: Untersuchungen zum Nachweis von verflüssigenden Zusatzmitteln und zu deren Sorptions- und Elutionsverhalten. In: Beton (1995), H. 5, S. 320-327
- [25] Merkblatt für die Herstellung und Verarbeitung von Luftporenbeton. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen - Arbeitsgruppe Betonstraßen (1991)
- [26] Technischer Bericht BBt-TB-B1648: Frost-Tausalz-Widerstand von L.P.-Beton mit Restwasser. Forschungsgemeinschaft Transportbeton e.V. (FTTB), 2000

Einfluss von Verzögerern auf die Hydratation von Klinker und Zement

Influence of retarders on the hydration of clinker and cement

Übersicht

Heute enthalten nahezu alle Betone Betonzusatzmittel, mit denen Betoneigenschaften gezielt gesteuert werden können. Die Auswirkungen von Zusatzmitteln auf die Hydratation von Klinker und Zement werden derzeit häufig empirisch bestimmt und kontrovers diskutiert. Für die Wirkung einiger Zusatzmittel fehlen wissenschaftlich begründete Kenntnisse noch weitgehend. Das gilt insbesondere für die chemisch wirkenden Verzögerer. Ziel der im Folgenden dargestellten Untersuchungen war die Erweiterung des Erkenntnisstands über die Auswirkungen von Verzögerern auf die Hydratation von Zement. Insbesondere sollten die Ursachen für eventuell auftretende Umschlagreaktionen näher betrachtet werden. Schwerpunkt waren Untersuchungen mit einem neuartigen Langzeitverzögerer auf Basis von Phosphonsäure. Außerdem wurden die Wirkmechanismen der verzögernden Stoffe Tetrakaliumpyrophosphat und Saccharose untersucht. Durch Parallelversuche mit Klinkermehlen und daraus hergestellten Zementen konnte der Einfluss der „natürlichen“ Erstarrungsverzögerung beim Zement, die auf der Reaktion von C_3A -Anteilen mit gelöstem Sulfat und der Bildung von Ettringit beruht, auf die Wirkung der Verzögerer untersucht werden.

Die Untersuchungen ergaben, dass die Hydratation von Klinkermehl durch Verzögerer oft beschleunigt wird. Diese Umschlagreaktionen führen zu einem frühen oder verkürzten Erstarren, nicht jedoch zu einer früheren Festigkeitsentwicklung. Das unterstreicht die Bedeutung der Sulfatoptimierung im Hinblick auf die erwünschte Bildung einer Ettringitschicht nicht nur für die Erstarrungsregelung des Zements, sondern auch für die erwünschte Wirkungsweise der Verzögerer.

Im Einzelnen konnten wichtige Fragen zum Einfluss der Verzögerer Phosphonsäure (PBTC), Tetrakaliumpyrophosphat und Saccharose auf die Hydratation von Klinker bzw. Zement beantwortet werden. Für den neuartigen Langzeitverzögerer auf Basis von Phosphonsäure wurde eine Hypothese zur Wirkung auf die Hydratation von Klinker bzw. Zement abgeleitet. Danach wird die Hydratation durch die Bildung einer dünnen Schicht aus schwer löslichem Calciumphosphonat auf den Partikeloberflächen verzögert.

Aufbauend auf den bislang gewonnenen Erkenntnissen werden derzeit weitere Untersuchungen vor allem an einzelnen Klinkerphasen und definierten Phasengemischen durchgeführt. Ziel ist es, eine geschlossene Darstellung der Wechselwirkungen zu erarbeiten, auf denen die Wirkung von Verzögerern während der Hydratation beruht.

Abstract

Nowadays virtually all concretes contain admixtures for specifically directed control of the concrete properties. At present the effects of admixtures on the hydration of clinker and cement are often determined empirically and are controversial. There is still a substantial lack of scientifically based findings for the action of some admixtures. This is particularly true of the retarders which act chemically. The aim of the investigations described below was to extend the state of knowledge concerning the effects of retarders on the hydration of cement. In particular, the intention was to examine more closely the causes for any possible inversion reactions which may occur. The focus was on investigations with a new type of long-term retarder based on phosphonic acid. The action mechanisms of the retarding substances tetrapotassium pyrophosphate and saccharose were also examined. By parallel trials with clinker meals and with the cements produced from them it was possible to investigate how „natural“ setting retardation in the cement, which is based on the reaction of the C_3A constituents with dissolved sulfate and the formation of ettringite, influences the action of the retarders.

The investigations showed that the hydration of clinker meal was often accelerated by retarders. These inversion reactions led to an early or shortened setting time but not to earlier strength development. This underlines the importance of sulfate optimization with respect to the desired formation of an ettringite layer, not only for controlling the setting of the cement but also to achieve the desired mode of action of the retarders.

Answers have been found to some important questions about the influence of the retarders phosphonic acid (PBTC), tetrapotassium pyrophosphate and sucrose on the hydration of clinker and cement. A hypothesis about the effect on the hydration of clinker and cement was deduced for a new type of long-term retarder based on phosphonic acid. According to this the hydration is retarded by the formation of a thin layer of sparingly soluble calcium phosphonate on the particle surface.

The findings obtained so far are now being used as the basis for further investigations, primarily on individual clinker phases and specific phase mixtures. The aim is to work out a complete picture of the interactions on which the effect of retarders during hydration is based.

1 Einleitung

Die Betontechnologie ist aus technischen und ökonomischen Gründen auf den Einsatz von Betonzusatzmitteln angewiesen. Nach Schätzungen in [1] enthalten 80 % bis 90 % der in Deutschland hergestellten Betone Betonzusatzmittel. Im Jahr 1999 wurden insgesamt mehr als 250 000 t Betonzusatzmittel hergestellt.

1 Introduction

Concrete technology is, for technical and economic reasons, dependent on the use of admixtures. Estimates in [1] indicate that 80 to 90 % of the concretes produced in Germany contain admixtures. A total of more than 250 000 t of concrete admixtures was manufactured in 1999. Assuming an average cement content of about

Bei Annahme eines mittleren Zementgehalts von rd. 300 kg ergibt sich damit eine Zugabemenge von rd. 2,5 kg Zusatzmittel je m³ Beton. Zur Steuerung der Betoneigenschaften stehen derzeit mehr als 400 bauaufsichtlich zugelassene Betonzusatzmittel zur Verfügung [2]. Wegen der vielfältigen, häufig nur empirisch bekannten Wechselwirkungen von Zusatzmitteln im Frischbeton können – z.B. abhängig von Temperatur und Zugabezeitpunkt – bei einzelnen Zementarten Umschlagreaktionen auftreten. Unerwartet können Verflüssiger (BV) oder Verzögerer (VZ) plötzlich als Erstarrungsbeschleuniger wirken („Umschlagen“) und/oder die Festigkeitsbildung des Betons beeinträchtigen [3, 4, 5].

In [6] und [7] wurden für Betonverflüssiger (BV), Fließmittel (FM) und Luftporenbildner (LP) bereits umfangreiche Erkenntnisse bezüglich Identifizierung und Wirkungsweise in Zementleim, Mörtel und Beton erarbeitet. Für Verzögerer (VZ) sind die Erkenntnisse weiterhin noch nicht ausreichend. Für die neuartigen Langzeitverzögerer, die beim Frischbetonrecycling als Recyclinghilfen (RH) in hohen Dosierungen eingesetzt werden können, bestand bezüglich Identifizierung, Sorption sowie Wirkungsmechanismen weiterer Untersuchungsbedarf.

Der vorliegende Bericht enthält die Problemstellung sowie eine komprimierte Darstellung der wichtigsten Ergebnisse und der daraus resultierenden Schlussfolgerungen der im Forschungsinstitut der Zementindustrie durchgeführten Untersuchungen zum Forschungsvorhaben „Wirkungsmechanismen von Zusatzmitteln im Beton und Prüfkriterien (Verzögerer und Beschleuniger)“ [8].

2 Stand der Erkenntnisse

2.1 Hydratation von Portlandzementklinker und Portlandzement

Durch die Hydratation entsteht aus dem „Zementleim“ der „Zementstein“, der die einzelnen unterschiedlich großen Zuschlagkörner fest und dauerhaft miteinander verbindet [9]. Die chemischen Reaktionen des Zements mit dem Zugabewasser beginnen unmittelbar nach der Wasserzugabe. Dabei reagiert in den ersten Minuten, in der so genannten Prä-Induktionsphase, nur eine dünne, oberflächennahe Schicht der Zementkörner. Die Menge des unmittelbar reagierenden Zements (2 % bis 5 %) ist dabei umso größer, je feiner er gemahlen und je höher die Temperatur des Zementleims ist. Nach Locher et al. [10] tritt sofort nach dem Kontakt mit dem Zugabewasser eine erste Reaktion des oberflächennahen Tricalciumaluminats (C_3A) ein. Diese erste Reaktion kommt nach wenigen Minuten zum Stillstand und setzt erst nach einer Art „Ruheperiode“ (Induktionsperiode) von 4 bis 6 Stunden, in der praktisch kein weiteres C_3A chemisch reagiert, wieder ein.

Für das Tricalciumsilicat (C_3S), das mit knapp 70 M.-% mengenmäßig bedeutendste und für das Erhärten wichtigste Klinkermineral, wird unter diesen Bedingungen in den ersten beiden Stunden nach dem Anmachen praktisch keine Reaktion festgestellt. Erst nach diesem Zeitpunkt tritt eine chemische Reaktion ein, bei der C_3S zu Calciumsilicathydraten (CSH) hydratisiert und Calciumhydroxid freigesetzt wird. Die Calciumsilicathydrate bilden ein sich verfestigendes Gefüge, indem sie die ursprünglich mit Wasser gefüllten Schichten zwischen den Klinkerpartikeln und den Gesteinskörnungen ausfüllen.

Die dünntafeligen, hexagonalen Calciumaluminathydrate, z.B. C_4AH_{13} , die bei Wasserzugabe zum feingemahlten Portlandzementklinker entstehen, bilden ein kartenhausähnliches, locker gepacktes Gefüge. In Abhängigkeit von der Reaktivität des C_3A und den Abständen zwischen den einzelnen Partikeln können die Calciumaluminathydrate die Partikelabstände überbrücken und für ein schnelles Erstarran des Klinker-Wasser-Gemischs innerhalb weniger Minuten verantwortlich sein.

Der Erstarrungsbeginn des Zements im Beton muss aus verarbeitungstechnischen Gründen i.d.R. auf mindestens 1 Stunde verzögert werden. Dies wird bei der Zementherstellung durch den Zusatz von Sulfaten zum Portlandzementklinker entsprechend rd. 3 M.-% SO_3 bewirkt. Durch die Sulfatzugabe entsteht in den ersten Stunden anstelle von Calciumaluminathydrat die sulfathaltige Variante Trisulfat ($3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$), auch als Ettringit bezeichnet. Bei günstigem Ablauf dieser Reaktion bildet

300 kg this means that about 2.5 kg admixture were added to each cubic metre of concrete. At present there are more than 400 admixtures authorized by the building inspectorate which are available for controlling concrete properties [2]. Because of the diverse, and frequently only empirically known, interactions of admixtures in fresh concrete, inversion reactions can occur with particular types of cement – e.g. depending on the temperature and moment of addition. Plasticizers or retarders can suddenly and unexpectedly act as setting accelerators (“inversions”) and/or adversely affect the strength formation of the concrete [3], [4], [5].

Extensive information relating to the identification and mode of operation of plasticizers, superplasticizers and air-entraining agents in cement paste, mortar and concrete have already been compiled in [6] and [7]. However, the information on retarders is still inadequate. The new type of long-term retarders which can be used as recycling aids at high addition levels during the recycling of fresh concrete needed further investigation with respect to identification, sorption and operating mechanisms.

This report outlines the problems and contains a summary of the most important results and the resulting conclusions of the investigations carried out at the Research Institute of the Cement Industry in the research project “Operating mechanisms of admixtures in concrete and their test criteria (retarders and accelerators)” [8].

2 Current knowledge

2.1 Hydration of Portland cement clinker and Portland cement

“Hardened cement paste”, which bonds the individual grains of aggregate of different sizes rigidly and permanently to one another, is produced from “cement paste” by hydration [9]. The cement begins to react chemically with the mixing water directly after the water is added. Only a thin layer of the cement grains close to the surface reacts in the first few minutes during the “pre-induction” phase. The quantity of cement which reacts immediately (2 to 5 %) is greater the finer it is ground and the higher the temperature of the cement paste. According to Locher et al. [10] an initial reaction of the tricalcium aluminate (C_3A) close to the surface takes place immediately after contact with the mixing water. This initial reaction comes to a halt after a few minutes and only starts again after a “dormant period” (induction period) of 4 to 6 hours during which there is practically no further chemical reaction of the C_3A .

Under these conditions the tricalcium silicate (C_3S), which, with just under 70 mass %, is the most significant clinker mineral from the point of view of quantity and the most important for the hardening, hardly reacts at all in the first two hours after mixing. Only after this time does a chemical reaction take place in which the C_3S hydrates to form calcium silicate hydrates (CSH), and calcium hydroxide is liberated. The calcium silicate hydrates form a consolidating microstructure by filling the layers, which were originally filled with water, between the clinker particles and the aggregate.

The thin plates of hexagonal calcium aluminate hydrates, e.g. C_4AH_{13} , which are produced when water is added to the finely ground Portland cement clinker, form a loosely packed microstructure like a house of cards. Depending on the reactivity of the C_3A and the spacing between the individual particles the calcium aluminate hydrates can bridge the distances between the particles and are responsible for the rapid setting of the clinker-water mixture within a few minutes.

As a rule the initial set of the cement in the concrete must be delayed for at least 1 hour to allow the concrete to be placed. In cement manufacture this is achieved by the addition of sulfates, corresponding to about 3.0 mass % of SO_3 , to the Portland cement clinker. The addition of sulfate means that trisulfate ($3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$), also known as ettringite, is produced in the first few hours instead of calcium aluminate hydrate. If this reaction proceeds favourably then fine-grained ettringite, which has hardly any adverse effect on the mobility of the cement grains in the mixing water during the induction period, is formed on the cement grains. This is achieved by matching the quantity of sulfate in the pore solution to the chemical and mineralogical composition of the

sich auf den Zementkörnern feinkörniger Ettringit, der die freie Beweglichkeit der Zementkörner im Zugabewasser während der Induktionsperiode kaum beeinträchtigt. Dafür muss die in der Porenlösung befindliche Sulfatmenge durch Anpassung der Löslichkeit der einzelnen Sulfatträger, wie z.B. Anhydrit, Halbhydrat oder Gips, auf die chemisch-mineralogische Zusammensetzung des Klinkers und besonders auf die Menge und Reaktivität des C_3A abgestimmt werden [10, 11].

Umfangreiche Untersuchungen zur Optimierung des Sulfatangebots im Zement wurden im Forschungsinstitut durchgeführt [9, 10]. Diese Optimierung gehört zum Stand der Kenntnis bei der heutigen Zementproduktion. Die Optimierung kann jedoch durch Betonzusatzmittel, je nach deren Stoffart und -menge sowie der Zementzusammensetzung, Temperatur usw. beeinträchtigt werden [9, 12, 13, 14].

2.2 Verzögerer

Erstarrungsverzögerer verzögern das Erstarren und ermöglichen damit eine längere Verarbeitbarkeit des Betons. Damit verbunden kann auch eine verzögerte Anfangserhärtung sein, wodurch u.U. ein späteres Ausschalen oder eine längere Nachbehandlung erforderlich werden. Erstarrungsverzögerer bestehen in der Regel aus mehreren anorganischen und/oder organischen Stoffen, wie z.B. Phosphaten, Ligninsulfonaten, Zuckerderivaten oder Oxicarbonsäuren. Diese Zusatzmittel greifen stark in die chemisch-mineralogischen Reaktionen der Zementhydratation ein. Deshalb stellt die zuverlässige Beherrschung der Wechselwirkungen zwischen Zement und Verzögerer für den Zusatzmittelhersteller und der daraus zu erwartenden betontechnologischen Auswirkungen für den Anwender eine anspruchsvolle Aufgabe dar. Dies vor allem deshalb, weil Verzögerer bei bestimmten Dosierungen und/oder Zement-Zusatzmittel-Kombinationen sowie bei verschiedenen Zugabezeitpunkten in ihrer Wirkung umschlagen können und wie Beschleuniger wirken.

Von Verzögerern wird vor allem bei langen Transportwegen oder hohen Temperaturen Gebrauch gemacht sowie bei Unterbrechung des Betoniervorgangs. Verzögerer werden dementsprechend auch bei großen Bauteilen zur Vermeidung von Arbeitsfugen, z.B. für den Dammbau, verwendet [15, 16]. Über die Wechselwirkungen der dabei häufig eingesetzten Basiswirkstoffe Tetrakaliumpyrophosphat und Saccharose mit Zement wird u.a. in [5, 17, 18] berichtet. Danach ist die verzögernde Wirkung sowohl bei Phosphaten als auch bei Saccharose auf die Bildung von schwer löslichen Verbindungen zurückzuführen, die die verzögernde Wirkung der Ettringithülle verstärken.

Neu entwickelte Langzeitverzögerer werden als Recyclinghilfen (RH) verwendet, um die Hydratation von Zementresten im Washwasser der Fahrmischer direkt in der Mischertrommel so zu verzögern, dass das Washwasser als Teil des Zugabewassers direkt wieder verwendet werden kann [19]. Zudem ist es möglich, bei Restmengen von Frischbeton die Hydrationsreaktionen derart zu unterbinden, dass dieser Beton auch nach z.B. mehr als 72 Stunden nach Zugabe einer Bereitstellungsmischung noch als Ausgangsmaterial für die Betonproduktion eingesetzt werden kann. Im Ausland werden derartige Langzeitverzögerer direkt zur Hydrationssteuerung des Zements, z.B. beim Verzögern von Restbeton (Frischbetonrecycling), bei Nassspritzverfahren im Tunnelbau und im Bereich der Tiefbohrtechnik verwendet [20, 21, 22, 23, 24, 25, 26]. Nach Angaben in [22] werden Calcium-Ionen von Verzögerern auf Basis von Phosphonsäure gebunden, wodurch der Wasserzutritt zu den Klinkeroberflächen blockiert wird. Dadurch erfolgt eine starke Verzögerung sämtlicher Hydrationsreaktionen [27]. Bislang liegen keine detaillierten Erkenntnisse über die Wechselwirkungen mit Zement sowie baupraktische Erfahrungen mit Langzeitverzögerern auf Basis von Phosphonsäure vor. Weiterhin wurden die chemisch-mineralogischen Vorgänge zwischen Verzögerern und Zement, die zu Umschlagreaktionen führen, bislang noch nicht ausreichend untersucht.

3 Ziel und Umfang der Untersuchungen

Die Wechselwirkungen von verzögernden Betonzusatzmitteln bzw. von deren Wirkstoffen mit Zement wurden bislang nur unzurei-

clinker, and particularly to the quantity and reactivity of the C_3A , by adjusting the solubility of the individual sulfate agents, such as anhydrite, hemihydrate or gypsum [10], [11].

Comprehensive investigations into the optimization of the quantity of available sulfate in the cement have been carried out at the Research Institute [9], [10]. This optimization now forms part of the state of the art in modern cement production. However, the optimization can be adversely affected by concrete admixtures, depending on the type and quantity of material, as well as the cement composition, temperature etc. [9], [12], [13], [14].

2.2 Retarders

Setting retarders delay the setting, which prolongs the workability of the concrete. This can also be associated with delayed initial hardening which, under some circumstances, necessitates later formwork stripping or longer curing. As a rule, setting retarders consist of several inorganic and/or organic substances such as phosphates, lignosulphonates, sugar derivatives or hydroxycarboxylic acids. These admixtures interfere heavily in the chemical and mineralogical reactions of cement hydration. Achieving reliable control of the interactions between cement and retarders is therefore a critical task for the manufacturers of the admixtures, as is controlling the anticipated effect on the concrete technology for the users. This is chiefly because, at certain addition levels and/or cement-additive combinations and at different addition times, retarders can invert their effect and act like accelerators.

Retarders are used mainly for long transport distances or high temperatures as well as when there are interruptions in the concreting process. Retarders are also used in a similar way for large components to avoid construction joints, e.g. for embankment construction [15], [16]. The interactions between cement and the basic active constituents often used, namely tetrapotassium pyrophosphate and saccharose, are described in [5], [17], [18]. According to these the retarding action, both with phosphates and with saccharose, is attributable to the formation of sparingly soluble compounds which reinforce the retarding action of the ettringite sheath.

Newly developed long-term retarders are used as recycling aids in order to delay the hydration of cement residues in the wash water of the truck mixers in the actual mixer drums so that the wash water can be reused immediately as part of the mixing water [19]. With residual quantities of fresh concrete it is also possible to suppress the hydration reactions so that even after more than, for example, 72 hours this concrete can be used as the starting material for concrete production after addition of a new batch mix. Such long-term retarders are used abroad for direct control of the hydration of cement, e.g. for retarding residual concrete (fresh concrete recycling), for wet spray processes in tunnel construction and in the borehole technology sector [20], [21], [22], [23], [24], [25], [26]. According to information in [22] calcium ions are combined by retarders based on phosphonic acid; this blocks the access of water to the clinker surface and achieves sharp retardation of all hydration reactions [27]. Until now there has been no detailed information about the interactions with cement or about practical construction experience with long-term retarders based on phosphonic acid. Furthermore, the chemical and mineralogical processes between retarders and cement which lead to inversion reactions have not yet been adequately investigated.

3 Aim and extent of the investigations

The interactions of retarding concrete additives, or their active constituents, with cement have so far been only inadequately, and often only empirically, investigated. The effects of the retarders on the hydration of clinker and cement are therefore often controversial and for some retarders are still largely unexplained. The aim of the investigations described below was to extend the level of understanding of the effects of retarders on the hydration of cement. In particular, the intention was to examine more closely the causes of the inversion reactions which may occur. The emphasis was placed on investigations with the new type of long-term retarder based on phosphonic acid (VZ 1), which required research into identification and sorption as well as into the action mechanisms. The re-

chend und oft nur empirisch untersucht. Die Auswirkungen der Verzögerer auf die Hydratation von Klinker und Zement werden deshalb oft kontrovers diskutiert und sind für einige Verzögerer noch weitgehend ungeklärt. Ziel der im Folgenden dargestellten Untersuchungen war die Erweiterung des Erkenntnisstands über die Auswirkungen von Verzögerern auf die Hydratation von Zement. Insbesondere sollten die Ursachen für evtl. auftretende Umschlagreaktionen näher betrachtet werden. Schwerpunkt waren Untersuchungen mit dem neuartigen Langzeitverzögerer auf Basis von Phosphonsäure (VZ 1). Hierbei bestand bezüglich Identifizierung, Sorption sowie Wirkungsmechanismen Forschungsbedarf. Weiterhin wurden die verzögernden Wirkstoffe Tetrakaliumpyrophosphat (VZ 2) und Saccharose (VZ 3) untersucht. Die Untersuchungen wurden gleichzeitig an Klinkermehl und zum Vergleich an daraus durch Sulfatzugabe hergestellten Zementen durchgeführt. Dadurch konnte der Einfluss der „natürlichen“ Erstarrungsverzögerung durch die Reaktion von C_3A -Anteilen mit dem gelösten Sulfat zu Ettringit auf die Wirkung der Verzögerer untersucht werden.

Der Einfluss der o.g. Verzögerer auf das Erstarrungsverhalten wurde an zwei verschiedenen Portlandzementklinkern und daraus hergestellten Portlandzementen untersucht. Für die Erstarrungsuntersuchungen an Mörteln wurde ein Vicat-Gerät entsprechend

tarding active constituents tetrapotassium pyrophosphate (VZ 2) and saccharose (VZ 3) were also investigated. The investigations were carried out simultaneously on clinker meal and, for comparison, on the cements produced from them by the addition of sulfate. In this way it was possible to investigate the influence of the „natural“ setting retardation, caused by the reaction of the C_3A fraction with the dissolved sulfate to form ettringite, on the action of the retarder.

The influence of the above-mentioned retarders on the setting behaviour was investigated using two different Portland cement clinkers and the Portland cements produced from them. A Vicat unit complying with DIN EN 480-2 [28] was modified for investigating the setting times of mortars by increasing the drop weight from 300 g to 1000 g. The pore solutions of selected samples were analyzed and the development of the microstructure was observed by scanning electron microscope at the same time as the setting investigations. Furthermore, the sorption behaviour and the development of heat of hydration in pastes were investigated with a heat flow calorimeter specially modified to permit subsequent addition of admixtures. Comprehensive concrete investigations were also carried out for the long-term retarder based on phosphonic acid (VZ 1). With long-term retarded concretes the hydration was „reactivated“ with the aid of an accelerator or by mixing with four-

Tafel 1: Analysedaten der Klinker und Zemente sowie des Steinkohlenflugasche-Füllers (SFA)
Table 1: Analysis data of the clinkers, cements and hard coal fly ash filler (SFA)

Parameter Parameter	Einheit Unit	Bezeichnung / Term ¹⁾					
		K I	Z I	K II	Z II	Z III	SFA / PFA
Chemische Analyse / Chemical analysis – glühverlust frei / loss on ignition free							
GV / loss on ignition	M.-%	0,50	0,80	0,34	0,72	3,43	2,68
SiO ₂		20,63	19,85	22,28	21,44	21,20	48,89
Al ₂ O ₃		3,70	3,52	5,07	4,85	6,07	27,67
Fe ₂ O ₃		7,06	6,85	3,02	2,86	2,53	9,26
CaO		65,39	64,07	67,27	65,72	64,03	4,91 ²⁾
SO ₃		0,61	3,17	0,40	3,15	3,18	0,47
K ₂ O		0,95	0,92	0,44	0,50	0,96	3,75
Na ₂ O		0,07	0,11	0,18	0,19	0,14	1,01
C ₃ S		72,7	68,2	66,2	60,9	48,9	–
C ₂ S		4,4	5,5	14,0	15,6	23,9	–
C ₃ A		–	–	8,3	8,0	11,8	–
C ₄ AF		17,6	16,8	9,2	8,7	7,7	–
C ₂ F		2,2	2,3	–	–	–	–
SG ³⁾		67,5	n.b.	65,9	n.b.	n.b.	–
Korngrößenverteilung und RRSB-Feinheitsparameter / Particle size distribution and RRSB-parameter of fineness							
Dichte / Density	kg/dm ³	3,13	3,12	3,09	3,07	3,08	2,39
O _{spez.} / spec. surface (Blaine)	cm ² /g	3 200	3 300	3 300	3 350	3 360	3 345
x'	µm	18,7	18,5	17,0	16,4	23,1	17,2
n	–	0,73	0,70	1,18	1,13	0,80	0,80
Physikalische Kennwerte nach / Physical parameters according to EN 197-1							
Wasseranspruch Water demand	M.-%	24,0	24,0	27,0	22,5	27,0	–
Erstarren-Beginn Initial setting time	h	0,10	2,75	1,40	2,00	3,25	–
Erstarren-Ende Final setting time	h	1,00	3,30	5,00	3,00	4,30	–
Druckfestigkeit (2d) Compressive strength	N/mm ²	19,0	24,2	25,3	26,2	28,7	–
Druckfestigkeit (28d) Compressive strength	N/mm ²	37,0	49,0	52,7	56,5	49,0	–

¹⁾ K = Klinker / Clinker; Z = Zement / Cement

²⁾ CaO_{fre} < 1,5 M.-% / Free lime content < 1.5 mass %

³⁾ SG = Sulfatisierungsgrad / Degree of sulphatization of the alkalies

n.b. = nicht bestimmt / not determined

DIN EN 480-2 [28] modifiziert, indem das Fallgewicht von 300 g auf 1000 g erhöht wurde. An ausgewählten Proben wurde parallel zu den Erstarrungsuntersuchungen die Porenlösung analysiert und die Gefügeentwicklung rasterelektronenmikroskopisch beobachtet. Weiterhin wurden Untersuchungen zum Sorptionsverhalten sowie zur Hydratationswärmeentwicklung an Leimen mit einem speziell für die nachträgliche Zugabe von Zusatzmitteln umgebauten Wärmeflusskalorimeter durchgeführt. Für den Langzeitverzögerer auf Basis von Phosphonsäure (VZ 1) wurden zusätzlich umfangreiche Betonuntersuchungen durchgeführt. Dabei wurde bei langzeitverzögerten Betonen die Hydratation mit Hilfe eines Beschleunigers bzw. durch Vermischen mit der vierfachen Menge an Frischbeton (Bereitstellungsmischung) „reaktiviert“ [20, 21, 22, 24]. Für die Betonversuche wurde ein handelsüblicher CEM I 32,5 R verwendet.

4 Versuchsdurchführung

4.1 Beschreibung der Ausgangsstoffe

4.1.1 Klinker und Zemente

Aus zwei Zementwerken wurde jeweils ein ungemahlener Portlandzementklinker bezogen. Dabei war Klinker K I bei höherem C_3A -Gehalt nach Bogue C_3A -frei, während der Klinker K II mittlere Gehalte an C_3A und C_4AF aufwies. Jeder Klinker (K I, K II) wurde in einer Kugelmühle bis auf rd. 3200 cm^2/g nach Blaine gemahlen und anschließend homogenisiert. Aus einem Teil des Klinkermehls wurde jeweils durch Zugabe von Sulfatträgern Zement (Z I, Z II) hergestellt. Beide Klinker enthielten roh- und brennstoffbedingt bereits geringe Sulfatanteile. Als weitere Sulfatträger wurden Halbhydrat und natürlicher Anhydrit II zu gleichen Teilen zugegeben. Der Sulfatgehalt wurde auf etwa 3,2 M.-% vom Zement eingestellt. Das entsprach für diese Klinker praxisüblichen Dosierungen des Sulfats. Darüber hinaus wurde zur Herstellung der Versuchsbetone ein handelsüblicher Portlandzement CEM I 32,5 R (Z III) verwendet. Die Analysedaten der verwendeten Klinker und Zemente sind in Tafel 1 zusammengestellt.

4.1.2 Betonzusatzstoff

Bei den Betonversuchen wurde z.T. eine Steinkohlenflugasche (SFA) mit Prüfzeichen als Betonzusatzstoff eingesetzt. Die chemische Zusammensetzung und die Korngrößenverteilung der Steinkohlenflugasche sind ebenfalls in Tafel 1 aufgeführt.

4.1.3 Betonzusatzmittel und Wirkstoffe

Für die Untersuchungen wurden ein handelsüblicher Langzeitverzögerer (VZ 1) und zwei Basiswirkstoffe (VZ 2, VZ 3) verwendet. Der Langzeitverzögerer wies ein Prüfzeichen des Instituts für Bautechnik auf. Die Bezeichnungen und Analysedaten der verwendeten Wirkstoffe und Betonzusatzmittel sind in Tafel 2 aufgeführt. Die im Folgenden angegebenen Dosiermengen für die Zusatzmittel beziehen sich stets auf die jeweilige Klinker- bzw. Zementmasse.

4.1.4 Gesteinskörnungen

Für die im Forschungsvorhaben hergestellten Mörtel wurde CEN-Normsand nach EN 196-1 [29] der Normsand AG Beckum verwendet. Für die Betonmischungen wurden normale Gesteinskör-

nungen verwendet. Für die Betonmischungen wurden normale Gesteinskörnungen verwendet. Für die Betonmischungen wurden normale Gesteinskör-

4 Test procedure

4.1 Description of the starting materials

4.1.1 Clinkers and cements

An unground Portland cement clinker was obtained from each of two cement works. Clinker K I with a relatively high Bogue C_3A content contained no C_3A , while clinker K II contained average levels of C_3A and C_4AF . Each clinker (K I, K II) was ground in a ball mill to about 3200 cm^2/g Blaine and then homogenized. In each case cement (Z I, Z II) was produced from part of the clinker meal by the addition of sulfate agents. Both clinkers already contained small quantities of sulfate from the raw materials and fuel. Equal parts of hemihydrate and natural anhydrite II were added as additional sulfate agents. The sulfate content was adjusted to about 3.2 % by mass of the cement. This corresponded to the normal sulfate addition levels for these clinkers. A normal commercial CEM I 32,5 R Portland cement (Z III) was also used for producing the test concretes. The analysis data for the clinkers and cements used are listed in Table 1.

4.1.2 Concrete addition

A coal fly ash certified as a concrete addition was used in some of the concrete tests. The chemical composition and particle size distribution of the fly ash are also given in Table 1.

4.1.3 Concrete admixtures and active constituents

A normal commercial long-term retarder (VZ 1) and two basic active constituents (VZ 2, VZ 3) were used for the investigations. The long-term retarder had a test certificate from the Institute for Construction Engineering. The designations and analysis data for the active constituents and concrete admixtures used are listed in Table 2. In each case the quantities of admixtures given below relate to the respective masses of clinker or cement.

4.1.4 Aggregates

CEN standard sand conforming to EN 196-1 [29] from Normsand AG Beckum was used for the mortars produced during the research project. Normal aggregates conforming to DIN 4226-1 [30] (Rhine gravelly sand) with grading curves A32 / B32 or A16 / B16 as specified in DIN 1045-2 [31] were used for the concrete mixes.

4.1.5 Mixing water

Düsseldorf tap water was used for the concrete trials. All other investigations were carried out with fully demineralized Düsseldorf tap water.

4.2 Mortar and paste tests

4.2.1 Determination of the setting time

Most of the setting time tests were carried out on mortars using a modified Vicat unit as described in DIN EN 480-2 [28]. For this purpose the drop weight of the Vicat unit was increased from about 300 g to about 1000 g. The setting time tests on pastes were carried

Tafel 2: Analysedaten der verwendeten Verzögerer

Table 2: Analysis data of the retarders used

Bezeichnung Term	Hauptwirkstoff Active substance	Feststoffgehalt Solids content in %	Dichte Density in kg/dm^3	pH-Wert pH-value	Oberflächenspannung Surface tension in N/mm
VZ 1 ¹⁾	PBTC ²⁾	20	1,08	1,1	54,8
VZ 2	Tetrakaliumpyrophosphat ³⁾ <i>Tetra potassium pyrophosphate</i> ³⁾	100	2,33	10,3 ⁴⁾	n.b.
VZ 3	Saccharose ³⁾ <i>Sucrose</i> ³⁾	100	1,59	5,9 ⁴⁾	n.b.

¹⁾ Recyclinghilfe RH/RB (Langzeitverzögerer)
Recycling aid RH/RB (long-term retarder)

²⁾ 2-Phosphonobutan-1,2,4-tricarbonsäure
2-Phosphonobutane-1,2,4-tricarboxylic acid

³⁾ pulverförmiger Wirkstoff aus Chemikalienhandel
commercial powdered active substance

⁴⁾ 1%ige Lösung bei 20 °C / *Solution of 1 % active substance at 20 °C*
n.b. = nicht bestimmt / *not determined*

nungen gemäß DIN 4226-1 [30] (Rheinkiessand) mit einer Siebli-
nie A32/B32 bzw. A16/B16 nach DIN 1045-2 [31] verwendet.

4.1.5 Zugabewasser

Für die Betonversuche wurde Düsseldorf Leitungswasser ver-
wendet. Alle anderen Untersuchungen wurden mit vollentsalztem
Düsseldorfer Leitungswasser durchgeführt.

4.2 Mörtel- und Leimversuche

4.2.1 Bestimmung der Erstarrungszeit

Die Erstarrungsversuche wurden überwiegend an Mörteln mit ei-
nem modifizierten Vicat-Gerät in Anlehnung an DIN EN 480-2
[28] durchgeführt. Das Fallgewicht des Vicat-Geräts wurde dazu
von rd. 300 g auf rd. 1000 g erhöht. Die Erstarrungsversuche an
Leimen wurden mit einem üblichen Vicat-Gerät mit einem Fall-
gewicht von rd. 300 g entsprechend EN 196-3 [32] bei Normsteife
und zusätzlich mit konstanten Wasserzementwerten von 0,25 bzw.
0,50 durchgeführt. Die Zugabe der Zusatzmittel erfolgte einerseits
im Zugabewasser gelöst (sofortige Zugabe) und andererseits rd.
zwei Minuten nach der Wasserzugabe (nachträgliche Zugabe).
Dabei wurde das flüssige Zusatzmittel VZ 1 vollständig auf den
Wassergehalt angerechnet. Die pulverförmigen Basiswirkstoffe
VZ 2 und VZ 3 wurden bei der sofortigen Zugabe im Zugabe-
wasser gelöst. Bei der nachträglichen Zugabe wurden rd. 10 % des
Zugabewassers zurückbehalten, in denen dann der pulverförmige
Basiswirkstoff aufgelöst und rd. zwei Minuten nach der Wasser-
zugabe untergemischt wurde. Die für die Erstarrungsversuche
verwendeten Klinker bzw. Zemente und die Einsatzmengen der
einzelnen Zusatzmittel und Wirkstoffe gehen aus den Tafeln 3
und 4 hervor.

4.2.2 Bestimmung der Hydrationswärmefreisetzung mit einem Differentialkalorimeter

Um den Einfluss der sofortigen und der nachträglichen Zusatz-
mittelzugabe auf die Wechselwirkungen zwischen Zement bzw.
Klinker und dem Zusatzmittel kalorisch untersuchen zu können,
wurde ein Differentialkalorimeter in enger Zusammenarbeit mit
dem Hersteller so umgebaut, dass eine nachträgliche Dosierung
des Zusatzmittels durch eine Mikroliter-Spritze und Homogeni-
sierung des Bindemittel-Zusatzmittel-Gemischs durch einen Rühr-
er möglich war. Es wurden stets 10 g Klinker bzw. Zement mit 5 g
entsalztem Wasser vermischt. Die flüssigen Zusatzmittel wurden
auf den Wassergehalt angerechnet. Die pulverförmigen Wirkstoffe
wurden bei der sofortigen Zugabe im Zugabewasser und bei der
nachträglichen Zugabe in einem Teil des Zugabewassers gelöst
und zugegeben.

4.2.3 Auspressen und Analyse von Porenlösungen

Zur Gewinnung von Porenlösung wurden frische, noch nicht
erstarrte Leim- oder Mörtelproben über einen Blaubandfilter
im Büchnertrichter abfiltriert. Aus erstarrten bzw. erhärteten
Leim- und Mörtelproben wurde mit Hilfe einer Presse und eines
Rezipienten bei einer Belastungsgeschwindigkeit von 1,7 kN/s bis
1000 kN und mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 20 kN/s
bis insgesamt 3000 kN Porenlösung ausgepresst [33]. Die Lösun-

out at standard stiffness and also at constant water/cement ratios
of 0.25 and 0.50 using a normal Vicat unit with a drop weight of
about 300 g complying with EN 196-3 [32]. The admixtures were
added either dissolved in the mixing water (immediate addition) or
about two minutes after the water addition (subsequent addition).
The liquid admixture VZ 1 was included fully in the calculation of
the water content. For immediate addition the powdered basic ac-
tive constituents VZ 2 and VZ 3 were dissolved in the mixing wa-
ter. For subsequent addition about 10 % of the mixing water was
held back and the powdered basic ingredient was then dissolved in
it and mixed in about two minutes after the water addition. The
clinkers and cements used for the setting time tests and the quan-
tities of the individual admixtures and active constituents used are
given in Tables 3 and 4.

4.2.2 Determination of the heat of hydration released with a differential calorimeter

In close cooperation with the manufacturer a differential calorim-
eter was converted to permit subsequent metered addition of the
admixture through a microlitre syringe and homogenization of the
binder-admixture mix with a stirrer. This made it possible to car-
ry out a calorific investigation into the influence of immediate and
subsequent addition of admixtures on the interactions between
cement or clinker and the admixture. In each case 10 g clinker
or cement were mixed with 5 g demineralized water. The liquid
admixture was included in the calculation of the water content.
For immediate addition the powdered active constituents were dis-
solved in the mixing water and for subsequent addition they were
dissolved in part of the mixing water and then added.

4.2.3 Expression and analysis of pore solutions

Samples of fresh paste or mortar which had not yet set were fil-
tered on a blue ribbon filter in a Büchner funnel to obtain the pore
solution. From set or hardened samples of paste and mortar the
pore solution was pressed out with the aid of a press and a receiver
at a loading rate of 1.7 kN/s up to 1000 kN and a loading rate of
20 kN/s up to a total of 3000 kN [33]. The solutions were then fil-
tered through a 0.45 µm membrane filter and flushed with argon.
After the pH had been measured with a pH meter part of the so-
lution was chemically stabilized with nitric acid. The levels of K,
Na, Ca and Al were then determined by AAS¹ or ICP-MS². The
sulfate content was determined on the other part of the solution by
ion chromatography. The content of dissolved PBTC (2-phospho-
nobutane 1,2,4-tricarboxylic acid) in the relevant pore water was
determined indirectly via the percentage of organophosphate. The
TOC (Total Organic Carbon) content was determined by thermal-
catalytic oxidation and IR detection.

4.2.4 Sorption behaviour

The sorption behaviour of the retarders was examined on cement
Z II and, for reference purposes, on clinker K II. The sorption of
VZ 1 (PBTC) was determined by measuring the content of or-

¹ atom absorption spectroscopy

² inductively-coupled plasma mass spectrometry

Tafel 3: Erstarrungszeiten von Referenzmörteln und Leimen mit unterschiedlichen Wasserzementwerten unter Anwendung verschiedener Prüfverfahren

Table 3: Setting times of reference mortars and pastes with different water/cement ratios when using different test methods

Erstarrungsprüfung / Setting time test			Erstarrungsbeginn / Initial setting time in h ¹⁾				
an / on	w/z / w/c	nach / according to	K I	Z I	K II	Z II	Z III
Leim / Paste	0,23-0,27 ²⁾	EN 196-3 ³⁾	0,10	2,75	1,40	2,00	3,25
	0,25		0,20	2,80	1,30	3,00	n.b.
	0,50		16,0	7,0	16,0	6,0	n.b.
Mörtel / Mortar	0,50	EN 480-2 ⁴⁾	14,0	5,0	15,0	4,0	n.b.

¹⁾ K = Klinker / Clinker, Z = Zement / Cement

²⁾ Wasseranspruch bei Normsteife für Klinker und Zement siehe Tafel 1
Water demand for the Standard consistence of clinker and cement see Table 1

³⁾ Vicat-Gerät mit 300 g Fallgewicht / Vicat-instrument, mass of moving parts

300 g

⁴⁾ Vicat-Gerät mit 1000 g Fallgewicht
Vicat-instrument, mass of moving parts 1000 g
n.b. = nicht bestimmt / not determined

gen wurden anschließend über einen 0,45-µm-Membranfilter filtriert und mit Argon überspült. Nach der Messung des pH-Werts mittels pH-Meter wurde ein Teil der Lösung mit Salpetersäure chemisch stabilisiert. Danach wurden die Gehalte an K, Na, Ca, Al mit AAS ¹⁾ bzw. ICP-MS ²⁾ bestimmt. Der Sulfatgehalt wurde am anderen Teil der Lösung ionenchromatographisch bestimmt. Der

ganic phosphorus in the solids-free solution and that of VZ 2 by phosphorus determination. The sorption behaviour of VZ 3 (saccharose) was determined via the TOC content. In each of the tests 400 g clinker or cement were weighed out into a 2 litre polyethylene flask. This was then filled with 1500 g of fully demineralized water. 2.0 mass % of VZ 1, 0.5 mass % of VZ 2 or 0.1 % by mass of VZ 3 were used. The polyethylene flask was clamped in a rotation unit and the suspension was kept continuously in motion by end-over-end rotation. A sample of the suspension was taken at the

¹⁾ Atomabsorptionsspektroskopie
²⁾ Inductively-coupled-plasma mass-spectrometry

Tafel 4: Erstarrungsbeginn von Klinker- und Zementmörteln in Anlehnung an EN 480-2; w/z = 0,50
Table 4: Initial setting time of mortars made of clinker or cement using the procedure in EN 480-2, w/c = 0.50

Zusatzmittel bzw. Wirkstoff Admixture or active substance	Zugabemenge Amount in M.-% ¹⁾	Erstarrungsbeginn / Initial setting time in h ²⁾			
		Zugabe des Zusatzmittels / Adding the admixture			
		im Zugabewasser with mixing water		nach rd. 2 min after appr. 2 min	
		Klinker Clinker	Zement Cement	Klinker Clinker	Zement Cement
VZ 1 (PBTC) Langzeitverzögerer VZ 1 (PBTC) Long-term retarder	Klinker K I und Zement Z I / Clinker K I and Cement Z I				
	0,00	14,0 (16)	5,0 (6)	14,0 (16)	5,0 (6)
	1,00	2,3 (2,5)	50,0 (60)	1,5 (1,5)	52,0 (60)
	1,50	3,3	76,0	1,8	102,0
	2,00	5,0	98,0	4,0	168,0
	5,00	144,0	111,0	9,3	312,0
	Klinker K II und Zement Z II / Clinker K II and Cement Z II				
	0,00	15,0 (16)	4,0 (7)	15,0 (16)	4,0 (7)
	1,00	3,0	20,0	51,0	28,0
	1,50	3,0	29,0	51,0	133,0
	2,00	3,0 (1,5)	45,0 (95)	90,0 (92)	220,0 (192)
	5,00	3,0	80,0	240,0	240,0
VZ 2 Tetraalkaliumpyrophosphat VZ 2 Tetra potassium pyrophosphate	Klinker K I und Zement Z I / Clinker K I and Cement Z I				
	0,00	14,0	5,0	14,0	5,0
	0,10	16,8	16,0	15,5	16,0
	0,20	7,5	16,0	16,0	16,0
	0,30	1,0	26,0	2,0	24,0
	0,40	1,3	36,0	1,5	31,0
	Klinker K II und Zement Z II / Clinker K II and Cement Z II				
	0,00	15,0	4,0	15,0	4,0
	0,10	12,0	5,0	13,5	6,5
	0,20	13,5	14,0	13,5	14,0
	0,30	2,5	16,0	13,5	16,0
	0,40	2,0	23,0	13,5	24,0
VZ 3 (Saccharose) VZ 3 (Sucrose)	Klinker K I und Zement Z I / Clinker K I and Cement Z I				
	0,00	14,0	5,0	14,0	5,0
	0,02	60,0	6,0	60,0	7,0
	0,05	60,0	17,0	60,0	17,0
	0,10	60,0	20,0	60,0	21,0
	0,50	2,0	170,0	3,0	170,0
	Klinker K II und Zement Z II / Clinker K II and Cement Z II				
	0,00	15,0	4,0	15,0	4,0
	0,02	14,5	5,0	12,0	5,0
	0,05	39,0	7,0	38,0	12,0
	0,10	1,0	13,5	48,0	14,0
	0,50	1,0	37,0	336,0	336,0

fett = Umschlagreaktion / bold = false set;
n.b. = nicht bestimmt / not determined
¹⁾ bezogen auf die Zement- bzw. Klinkermenge
relative to cement or clinker content

²⁾ mit modifiziertem Vicat-Gerät (Fallgewicht rd. 1000 g) in Anlehnung an EN 480-2 w/z = 0,50;
Klammerwerte = Erstarrungsbeginn von Leim in Anlehnung an EN 196-3, w/z = 0,50
with modified Vicat-Instrument (mass of moving parts 1000 g) mostly in accordance with EN 480-2;
Values in brackets = Initial setting time of paste mostly in accordance with EN 196-3, w/c = 0.50

Gehalt an gelöstem PBTC (2-Phosphonobutan-1,2,4-tricarbonsäure) wurde bei dem jeweiligen Porenwasser indirekt über den Anteil an Organophosphat ermittelt. Der TOC-Gehalt (Total Organic Carbon) wurde durch thermisch-katalytische Oxidation/IR-Detektion bestimmt.

4.2.4 Sorptionsverhalten

Das Sorptionsverhalten der Verzögerer wurde an Zement Z II und orientierend an Klinker K II untersucht. Die Sorption von VZ 1 (PBTC) wurde durch Bestimmung des Gehalts an organischem Phosphor in der feststofffreien Lösung und die von VZ 2 durch Phosphorbestimmung ermittelt. Das Sorptionsverhalten von VZ 3 (Saccharose) wurde über den TOC-Gehalt bestimmt. In den Versuchen wurde jeweils 400 g Klinker bzw. Zement in einer 2-l-PE-Flasche eingewogen. Diese wurde dann mit 1500 g vollentsalztem Wasser aufgefüllt. Es wurden 2,0 M.-% VZ 1, 0,5 M.-% VZ 2 und 0,1 M.-% VZ 3 verwendet. Die PE-Flasche wurde in eine Rotationsapparatur eingespannt und die Suspension durch Drehen über Kopf ständig in Bewegung gehalten. Zum jeweiligen Prüftermin wurde aus der Suspension jeweils eine Probe entnommen, und es wurde der entsprechende gelöste Wirkstoffgehalt in der abfiltrierten, feststofffreien Lösung wie oben beschrieben bestimmt.

4.3 Betonversuche mit Verzögerern

4.3.1 Betone mit Langzeitverzögerer VZ 1 (PBTC)

Für die Betonversuche wurden jeweils 1784 kg/m³ Rheinkiesand der Sieblinie A32/B32 eingesetzt. Der Gehalt an Zement Z III (CEM I 32,5 R) betrug 300 kg/m³, der Wassergehalt 176 kg/m³. Als Zusatzstoff wurden 50 kg/m³ Steinkohlenflugasche (SFA) verwendet. Der äquivalente Wasserzementwert betrug $w/z (eq) = w/(z+0,4 \cdot f) = 0,55$. Das Zusatzmittel wurde auf den Wassergehalt angerechnet. Die Herstellung erfolgte in einem Tellerischer. Die Frischbetontemperatur betrug rd. 20 °C.

Um das Recycling von Restbeton zu simulieren wurden rd. 60 Minuten nach dem Mischvorgang jeweils rd. 130 Liter des Frischbetons mit 1,5 M.-% bzw. 3,0 M.-% VZ 1 langzeitverzögert. Das Zusatzmittel wurde rd. eine Minute intensiv untergemischt. Die verzögerten Teilmengen wurden in Behältern luftdicht bei 20 °C gelagert. Nach rd. 24, 48 und 72 Stunden wurde aus den Behältern nach kurzem Aufmischen jeweils rd. 30 Liter langzeitverzögerter Beton entnommen. Direkt nach der Entnahme wurde das Ausbreitmaß nach DIN 1048-1 [34] bestimmt. Im Anschluss daran wurde der verzögerte Beton mit der 4fachen Menge neuen Frischbetons (rd. 120 Liter) gleicher Zusammensetzung ohne Verzögerer (Bereitstellungsmischung) vermischt. Diese Vorgehensweise entspricht weitgehend den Vorgaben des Herstellers bei Verwendung des Langzeitverzögerers (VZ 1) als Recyclinghilfe für Frischbetonrecycling. Zusätzlich wurde die Hydratation von langzeitverzögertem Beton nach rd. 72 Stunden durch Zugabe von 4,0 M.-% eines Erstarrungsbeschleunigers „reaktiviert“ [20, 21, 22, 24].

4.3.2 Betone mit VZ 2 (Tetraliumpyrophosphat) und VZ 3 (Saccharose)

Alle Betone enthielten 330 kg Zement Z III (CEM I 32,5 R). Weiterhin wurde jeweils 1855 kg/m³ Rheinkiesand der Sieblinie A16/B16 eingesetzt. Der Wasserzementwert betrug $w/z = 0,50$. Die Verzögerer wurden im Zugabewasser gelöst zugegeben. Die Herstellung erfolgte in einem Tellerischer.

Von allen Betonen (Abschnitte 4.3.1 und 4.3.2) wurden nach Bestimmung des Ausbreit- bzw. Verdichtungsmaßes Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm entsprechend DIN 1048-5 [35] hergestellt, gelagert und im Alter von 2, 7, 28 und 91 Tagen auf ihre Druckfestigkeit hin untersucht.

5 Versuchsergebnisse

5.1 Erstarrungsverhalten von Mörtel

5.1.1 Leime und Mörtel ohne Zusatzmittel bzw. Wirkstoffe

Wie Tafel 3 zeigt, erstarrten die Klinkerleime bei Normsteife bzw. bei niedrigen Wasserzementwerten von z.B. 0,25 früher als die entsprechenden Zementleime. Dagegen erstarrten bei einem Wasserzementwert von 0,50 die Zementleime und -mörtel eher als die

appropriate test time and the corresponding dissolved content of active constituent was determined in the filtered, solids-free solution as described above.

4.3 Concrete trials with retarders

4.3.1 Concretes with long-term retarder VZ 1 (PBTC)

1784 kg/m³ Rhine gravelly sand with the A32/B32 grading curve was used for each of the concrete trials. The content of Z III cement (CEM I 32,5 R) was 300 kg/m³, and the water content was 176 kg/m³. 50 kg/m³ coal fly ash was used as an addition. The equivalent water/cement ratio came to $w/z (eq) = w/(z+0,4 \cdot f) = 0,55$. The additive was included in the calculation of the water content, the concrete was produced in a pan mixer and the fresh concrete temperature was about 20 °C.

In each case about 60 minutes after the mixing process approximately 130 litres of the fresh concrete were long-term retarded with 1.5 or 3.0 mass % of VZ 1 to simulate the recycling of residual concrete. The admixture was mixed in intensively for about one minute. The retarded fractions were stored in airtight containers at 20 °C. After about 24, 48 and 72 hours approximately 30 litres of the long-term retarded concrete were removed at a time from the containers after a brief mixing. The flow table spread as specified in DIN 1048-1 [34] was determined immediately after the removal. The retarded concrete was then mixed with 4-times the quantity of new fresh concrete (about 120 litres) of the same composition without retarder (new batch mix). This procedure corresponds very largely to the manufacturer's guidelines for using the long-term retarder (VZ 1) as a recycling aid for recycling fresh concrete. The hydration of the long-term retarded concrete was also "reactivated" after about 72 hours by the addition of 4.0 mass % of a setting accelerator [20], [21], [22], [24].

4.3.2 Concretes with VZ 2 (tetrapotassium pyrophosphate) and VZ 3 (saccharose)

All the concretes contained 330 kg cement Z III (CEM I 32,5 R). 1855 kg/m³ Rhine gravelly sand with the A16/B16 grading curve was also used in each case, and the water/cement ratio was 0.50. The retarders were added by dissolving them in the mixing water. The concrete was produced in a pan mixer.

Cubes with an edge length of 150 mm complying with DIN 1048-5 [35] were produced from each of the concretes (Section 4.3.1 and 4.3.2) after determination of the flow table spread and degree of compaction. The cubes were then stored and tested for compressive strength at 2, 7, 28 and 91 days.

5 Test results

5.1 Setting behaviour of mortar

5.1.1 Pastes and mortars without admixtures or active constituents

Table 3 shows that at standard stiffness and with low water/cement ratios (e.g. 0.25) the clinker pastes set earlier than the corresponding cement pastes. On the other hand, with a water/cement ratio of 0.50 the cement pastes and mortars set earlier than the corresponding clinker pastes and mortars. Examination of the clinker pastes with an environmental scanning electron microscope showed that in the very dense microstructure at, for example, water/cement = 0.25 the formation of platy hexagonal calcium aluminate hydrates was always sufficient in both clinkers to cause setting. However, with greater distances between the particles, e.g. at water/cement = 0.50, only the needle-shaped calcium silicate hydrates (which are more stable than the calcium aluminate hydrates) were able, as in cement hydration, to produce the initial set. The presence of sulfate promotes the reaction of the calcium silicates after the induction period, and in this way accelerates the formation of calcium silicate hydrates, so with high water/cement ratios the cements set earlier than the corresponding clinkers and exhibited higher strengths.

5.1.2 Mortars and pastes with retarding admixtures or active constituents

It can be seen from the setting times listed in Table 4 that the hydration of the cements produced from the clinkers was always retarded as planned by the addition of retarders. The retarders, especially

entsprechenden Klinkerleime bzw. -mörtel. Untersuchungen der Klinkerleime mit dem ESEM ergaben, dass im sehr dichten Gefüge, z.B. bei $w/z = 0,25$, die Ausbildung von plättchenförmigen hexagonalen Calciumaluminathydraten bei beiden Klinkern immer ausreichte, um ein Erstarren hervorzurufen, aber bei großen Partikelabständen, z.B. bei $w/z = 0,50$, erst die im Vergleich zu den Calciumaluminathydraten stabileren nadelförmigen Calciumsilicathydrate, wie bei der Zementhydratation, den Erstarrungsbeginn auslösten. Da die Anwesenheit von Sulfat den Umsatz der Calciumsilicate nach der Ruheperiode fördert und dadurch die Bildung von Calciumsilicathydraten beschleunigt wird, erstarrten die Zemente bei hohen Wasserzementwerten früher als die entsprechenden Klinker und wiesen höhere Festigkeiten auf.

5.1.2 Mörtel und Leime mit verzögernden Zusatzmitteln bzw. Wirkstoffen

Aus den in Tafel 4 zusammengestellten Erstarrungszeiten geht hervor, dass die Hydratation der aus den Klinkern hergestellten Zemente durch Zugabe von Verzögerern stets planmäßig verzögert werden konnte. Dabei wirkten die Verzögerer, insbesondere VZ 1, bei nachträglicher Zugabe zum Zementleim bzw. -mörtel stärker als bei der Zugabe mit dem Zugabewasser. Deutliche Umschlagreaktionen, bei denen die Verzögerer ein stark beschleunigtes Erstarren hervorriefen, wurden ausschließlich bei den Portlandzementklinkern festgestellt und sind in Tafel 4 fett hervorgehoben. Die Umschlagreaktionen traten bei beiden Klinkern gleichermaßen, bei der sofortigen Zugabe der Verzögerer etwas ausgeprägter, auf. Die Umschlagreaktionen führten nur zu einem frühen oder verkürzten Erstarren, jedoch nicht zu einer früheren Festigkeitsentwicklung. Während bei VZ 2 und VZ 3 meist erst hohe Zugabemengen zu Umschlagreaktionen führten, konnten bei VZ 1 nahezu im gesamten Zugabespektrum Umschlagreaktionen beobachtet werden.

5.2 Hydrationswärmefreisetzung von Klinker- und Zementleimen bei Verwendung von Verzögerern

In Bild 1 sind beispielhaft die Hydrationswärmeraten für Klinker K I und K II sowie die der dazugehörigen Zemente Z I und Z II bei Verwendung von Langzeitverzögerer (VZ 1) über einen Zeitraum von 6 Stunden dargestellt. Die sofortige Zugabe des Verzögerers mit dem Zugabewasser führte stets zu einer abgeschwächten Anfangsreaktion. Dagegen waren die Hydrationswärmeraten bei Zugabe nach rd. 2 Minuten in den ersten Minuten meist höher als bei der sofortigen Zugabe. Dieser Unterschied ist u.a. auf die Neutralisationswärme zurückzuführen, welche beim nachträglichen Einspritzen des Verzögerers VZ 1 (mit einem pH-Wert von 1,1) in das bereits seit 2 Minuten hydratisierende System mit pH-Werten von rd. 13,0 entstand. Die weitere Hydratation der Zemente konnte problemlos verzögert werden. Die Hydrationswärmeraten sanken sehr schnell unter das Niveau der Referenz ohne Zusatzmittel ab. Dagegen wurden bei den Portlandzementklinkern mit Verzögerer VZ 1 im Vergleich zur Referenz ohne Zusatzmittel in etwa zeitgleich zu den beobachteten Umschlagreaktionen (siehe hervorgehobene Klammerwerte) meist erhöhte Hydrationswärmeraten festgestellt. Untersuchungen mit Saccharose und Tetrapotassiumpyrophosphat führten zu analogen Ergebnissen.

5.3 Rasterelektronenmikroskopische Untersuchungen

Unabhängig vom Verzögerer wurde das bei der Kombination Klinkermehl und Verzögerer häufig beobachtete beschleunigte Erstarren der Klinkerleime und -mörtel (Umschlagreaktion) durch eine im Vergleich zur normalen Klinkerhydratation verstärkte Bildung von hexagonalen Calciumaluminathydraten hervorgerufen. Bei Verwendung von Verzögerern bei den durch Sulfatzugabe hergestellten Zementen konnte dabei stets eine schnelle primäre Ettringitbildung beobachtet werden. Während sich bei allen anderen Proben die Ettringitkristalle auf den Partikeloberflächen bildeten, waren insbesondere bei der Zugabe von Saccharose mit dem Zugabewasser deutlich mehr und größere Ettringitkristalle zu beobachten, die sich direkt aus der Porenlösung bildeten. Die weitere Hydratation der Calciumaluminat- und Calciumsilicate wurde durch alle untersuchten Verzögerer stark behindert [36].

VZ 1, acted more strongly with subsequent addition to the cement paste or mortar than when added with the mixing water. Significant inversion reactions, in which the retarders caused strongly accelerated setting, were only found with the Portland cement clinkers and are shown in bold type in Table 4. The inversion reactions occurred equally with both clinkers, and were somewhat more marked with immediate addition of the retarder. The inversion reactions led only to earlier or shortened setting but not to earlier strength development. Large quantities of added VZ 2 and VZ 3 were required in most cases to cause inversion reactions, but with VZ 1 inversion reactions were observed over virtually the entire addition spectrum.

5.2 Release of heat of hydration from clinker and cement pastes when using retarders

The release rates of heat of hydration for clinkers K I and K II as well as for the associated cements Z I and Z II when using long-term retarders (VZ 1) are shown by way of example for a period of 6 hours in Figure 1. Immediate addition of the retarder with the mixing water always led to a weakened initial reaction. On the other hand, the release rates of heat of hydration for addition after about two minutes were in most cases higher in the first few minutes than for immediate addition. This difference can be attributed to, among other things, the heat of neutralization produced when the retarder VZ 1 (with a pH of 1.1) was subsequently injected into the system which had already been hydrating for two minutes and had a pH of about 13.0. Further hydration of the cement was retarded without any problem. The release rates of the heat of hydration fell very rapidly below the level of the reference material without admixture. On the other hand, when compared with the reference material without admixture it was found in most cases that with the Portland cement clinkers with retarder VZ 1 the release rates of the heat of hydration increased at approximately the same time as the observed inversion reactions (see highlighted values in brackets). Investigations with saccharose and tetrapotassium pyrophosphate led to analogous results.

5.3 Scanning electron microscope investigations

Regardless of the retarder the accelerated setting of the clinker pastes and mortars (inversion reaction) often observed with the combination of clinker meal and retarder was caused by increased formation, when compared to normal clinker hydration, of hexagonal calcium aluminate hydrates. Rapid primary ettringite formation was

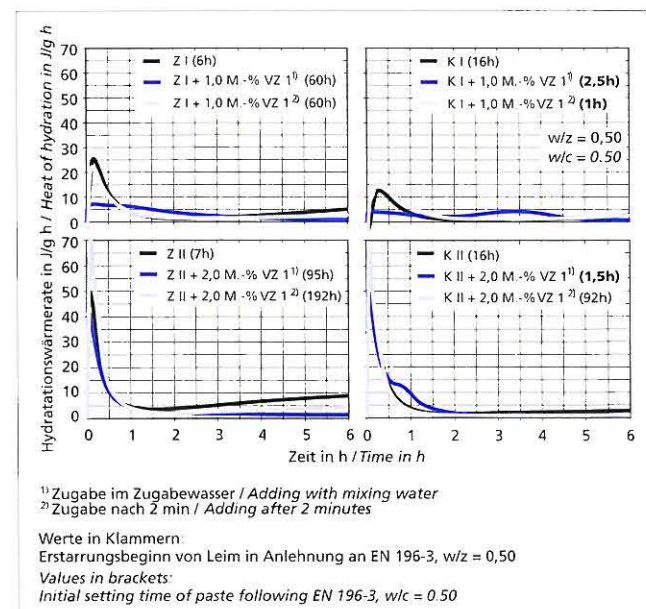


Bild 1: Hydrationswärmeraten für Klinker K I und K II sowie für die Zemente Z I und Z II bei Zugabe von VZ 1 im Zugabewasser bzw. nach 2 min.

Figure 1: Heat of hydration rates of clinker K I and K II and of cements Z I and Z II, for VZ 1 added with the mixing water or 2 minutes later.

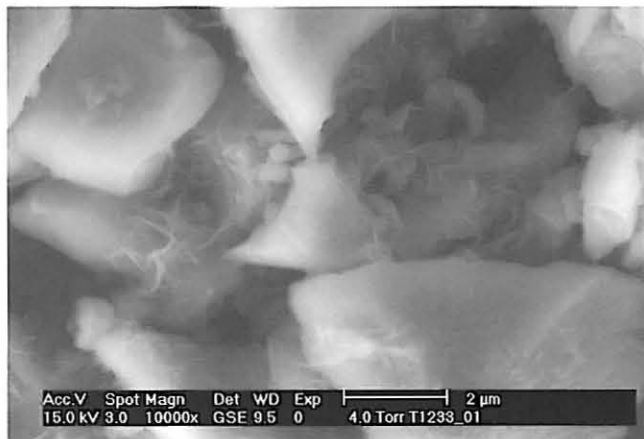


Bild 2: Hydratisierender Klinker K II, $w/z = 0,50$, Alter: 1 h, Erstarrungsbeginn nach DIN EN 196-3: 16 h, Bildung von Calciumaluminathydraten

Figure 2: Hydrating clinker K II, $w/c = 0.50$, age: 1 h, initial setting time in accordance with DIN EN 196-3: 16 h, formation of calcium aluminate hydrates

Bild 2 zeigt den hydratisierenden Klinker K II ohne Verzögererzugabe im Alter von einer Stunde mit einem Wassercementwert von 0,50. Innerhalb dieser Stunde entstanden hauptsächlich hauchdünne xenomorphe, hexagonale Calciumaluminathydrate. Der Erstarrungsbeginn dieses Leims wurde nach rd. 16 Stunden festgestellt. Zum Vergleich ist in Bild 3 das Gefüge von Klinker K II bei Verwendung von 2,0 M.-% Langzeitverzögerer VZ 1 ebenfalls nach einer Stunde dargestellt. Der Langzeitverzögerer wurde mit dem Zugabewasser zugegeben. Im Vergleich zur Referenzmischung ohne Zusatzmittel (Bild 2) wurden hier deutlich mehr Calciumaluminathydrate gebildet, so dass dieser Leim eine deutliche Umschlagreaktion aufwies und bereits nach rd. 1,5 Stunden erstarrte. Die Bilder 4 und 5 zeigen das Gefüge des entsprechenden Zements Z II nach rd. 24 Stunden. Während in der unverzögerten Probe (Bild 4) nach 24 Stunden erwartungsgemäß eine deutliche CSH-Phasen-Bildung festgestellt wurde, konnten in der mit 2,0 M.-% VZ 1 verzögerten Probe (Bild 5) außer primären Ettringitkristallen keine weiteren Hydratationsprodukte beobachtet werden [36].

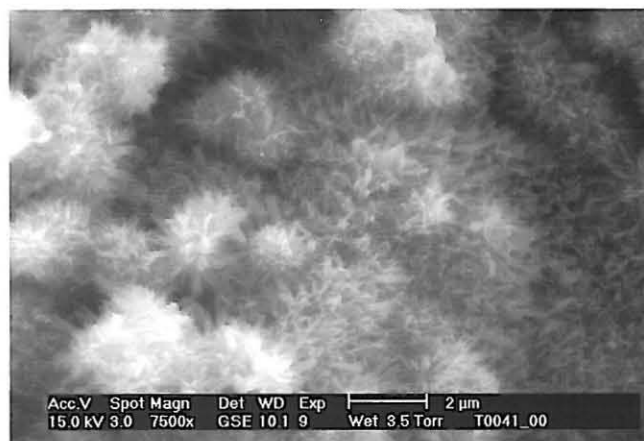


Bild 4: Hydratisierender Zement Z II, $w/z = 0,50$, Alter: 24 h, Erstarrungsbeginn nach EN 196-3: 7 h, Bildung von Calciumsilicathydraten - Zementstein erhärtet

Figure 4: Hydrating cement Z II, $w/c = 0.50$, age: 24 h, initial setting time in accordance with DIN EN 196-3: 7 h, formation of calcium silicate hydrates - hardening cement paste

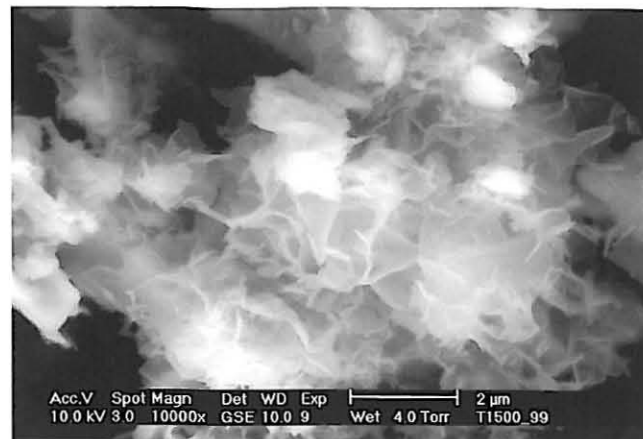


Bild 3: Hydratisierender Klinker K II, 2,0 M.-% VZ 1 mit Zugabewasser zugegeben, $w/z = 0,50$, Alter: 1 h, Erstarrungsbeginn nach EN 196-3: 1,5 h, verstärkte Bildung von Calciumaluminathydraten führt zu beschleunigtem Erstarren (Umschlagreaktion)

Figure 3: Hydrating clinker K II, 2.0 mass % of VZ 1 added with mixing water, $w/c = 0.50$, age: 1 h, initial setting time in accordance with DIN EN 196-3: 1.5 h, reinforced formation of calcium aluminate hydrates leads to accelerated setting (inversion reaction)

always observed during the use of retarders with cements produced by the addition of sulfate. With all other samples the ettringite crystals were formed on the particle surfaces, but significantly more and larger ettringite crystals, which were formed directly from the pore solution, were observed when saccharose was added with the mixing water. Further hydration of the calcium aluminates and calcium silicates was severely hindered by all the retarders investigated [36].

Figure 2 shows the hydrating clinker K II without the addition of retarder at the age of one hour with a water/cement ratio of 0.50. Very thin xenomorphic hexagonal calcium aluminate hydrates were the main materials formed during this hour. The initial setting time of this paste was found to be about 16 hours. The microstructure of clinker K II when using 2.0 mass % of long-term retarder VZ 1, also after one hour, is shown in Figure 3 for comparison. The long-term retarder was added with the mixing water. Significantly more calcium aluminate hydrates were formed here than in the reference mix without admixture (Figure 2), with the result that this paste exhibited a significant inversion reaction and set after only about 1.5 hours. Figures 4 and 5 shows the microstructures of the corre-

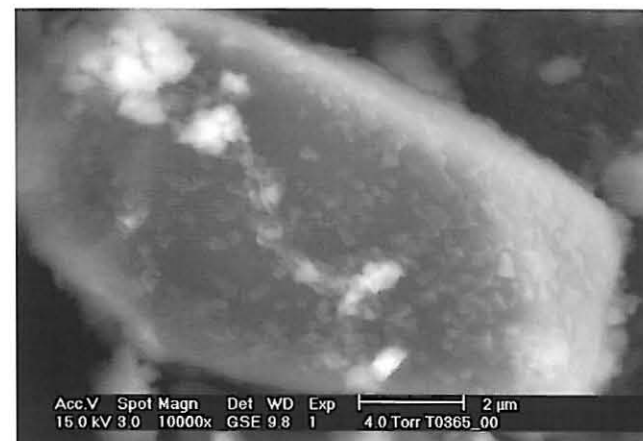


Bild 5: Hydratisierender Zement Z II, 2,0 M.-% VZ 1 mit Zugabewasser zugegeben, $w/z = 0,50$, Alter: 24 h, Erstarrungsbeginn nach EN 196-3: 95 h, außer kleinen primären Ettringitkristallen keine weiteren Hydratationsprodukte

Figure 5: Hydrating cement Z II, 2.0 mass % of VZ 1 added with mixing water, $w/c = 0.50$, age: 24 h, initial setting time in accordance with DIN EN 196-3: 95 h, no hydration products except for small primary ettringite crystals

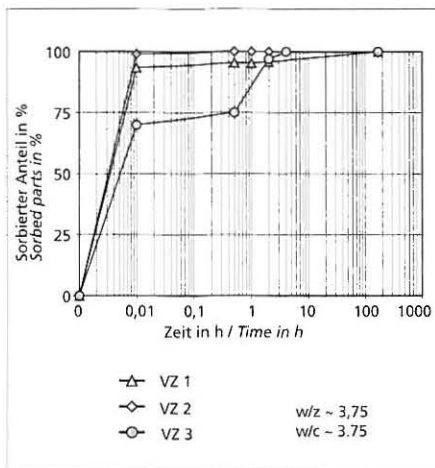


Bild 6: Sorbierte Anteile der Verzögerer an Zement Z II
Figure 6: Percentages of the retarders sorbed on cement Z II

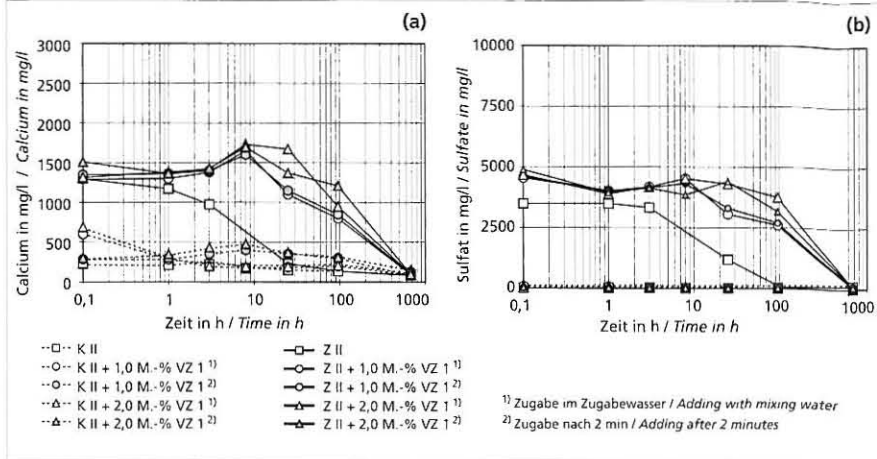


Bild 7: Gehalte an Calcium (a) und an Sulfat (b) in Porenlösungen von Klinker K II und Zement Z II, Zugabe von 1,0 und 2,0 M.-% VZ 1, w/z = 0,50
Figure 7: Calcium content (a) and sulfate content (b) of pore solutions of clinker K II and cement Z II, addition of 1.0 and 2.0 mass % VZ 1, w/c = 0.50

5.4 Sorption von Verzögerern an Zement

Im Bild 6 sind die Ergebnisse der Sorptionsversuche mit Zement Z II dargestellt. Die sorbierten Wirkstoffmengen sind in Prozent über der Versuchszeit aufgetragen. Aus dem Bild geht hervor, dass bereits nach etwa 30 Sekunden VZ 1 (PBTC) und VZ 2 (Tetrapotassium pyrophosphat) in der wässrigen Lösung kaum noch nachweisbar waren. Auch VZ 3 (Saccharose) war innerhalb von 2 Stunden fast vollständig sorbiert. Mit fortschreitender Hydratation des Zements nahm die Sorption in allen Fällen zu. Nach 7 Tagen waren alle Zusatzmittel bzw. Wirkstoffe vollständig am Zement sorbiert. Bei orientierenden Versuchen mit Klinker K II ergaben sich im Vergleich zum Sorptionsverhalten von Zement Z II kaum Unterschiede.

5.5 Untersuchung der Porenlösung bei Verwendung von Langzeitverzögerer VZ 1

Aufgrund der bei Verzögerer VZ 1 in größerem Umfang aufgetretenen Umschlagreaktionen wurden die entsprechenden Porenlösungen näher untersucht. Bild 7 a zeigt die Calciumgehalte und Bild 7 b die Sulfatgehalte der Porenlösungen von Leimen des Klinkers K II (gestrichelte Linien) und zum Vergleich des Zements Z II (durchgezogene Linien). Bei Zugabe von VZ 1 zum Zement Z II entsprachen die Calciumgehalte der Porenlösungen zu Beginn denen des Referenzleims ohne Zusatzmittel und blieben bis zu 3 Stunden nahezu unverändert (Bild 7 a). Innerhalb der nächsten 5 Stunden erhöhten sich die Calciumgehalte der aus den verzögerten Zementleimen gewonnenen Porenlösungen unabhängig vom Zugabezeitpunkt und -menge um rd. 12 %. Bei den Proben mit 1,0 M.-% VZ 1 sanken die Calciumkonzentrationen (Bild 7 a) und Sulfatkonzentrationen (Bild 7 b) aufgrund wieder einsetzender Hydratation schneller ab, als bei den Proben mit der doppelten Menge an Zusatzmittel. Im Vergleich zu den Referenzproben war nach rd. 100 Stunden in den Porenlösungen der verzögerten Zementleime immer noch rd. sechsmal soviel Calcium gelöst wie in den Referenzproben. Der mit wieder einsetzender Hydratation einhergehende Abfall der Calcium- und Sulfatkonzentration und Anstieg der Alkalikonzentration in den Porenlösungen sowie der damit verbundene Anstieg des pH-Werts (in den Bildern nicht dargestellt) korrelierte in den meisten Fällen mit dem Erstarrungsbeginn des jeweiligen Zementmörtels.

Ähnlich wie beim Zement, jedoch auf wesentlich geringem Niveau, nahmen bei den Porenlösungen der Klinkerleime ohne VZ 1 die Calciumgehalte nach der Induktionsperiode mit fortschreitender Hydratation erwartungsgemäß ab (gestrichelte Linien). Die Klinkerleime bei denen 1,0 bzw. 2,0 M.-% VZ 1 mit dem Zubehwasser zugegeben wurde, wiesen ein beschleunigtes Erstarren (Umschlagreaktion) auf. Die entsprechenden Porenlösungen enthielten im Vergleich zu der Referenz rd. 6 Minuten nach dem Anmachen wesentlich höhere Calciumkonzentrationen.

sponding cement Z II after about 24 hours. Significant formation of CSH phases was found, as expected, in the unretarded sample (Figure 4) after 24 hours, but no further hydration products apart from primary ettringite crystals were observed in the sample retarded with 2.0 % by mass of VZ 1 (Figure 5) [36].

5.4 Sorption of retarders on cement

The results of the sorption trials with cement Z II are shown in Figure 6. The percentages of active constituents sorbed are plotted against the test time. From the diagram it can be seen that even after about 30 seconds it was hardly still possible to detect any VZ 1 (PBTC) and VZ 2 (tetrapotassium pyrophosphate) in the aqueous solution. VZ 3 (saccharose) was also almost completely sorbed within 2 hours. In all cases the sorption increased with advancing hydration of the cement. After 7 days all admixtures and active constituents were completely sorbed on the cement. In preliminary investigative tests with clinker K II there were hardly any differences from the sorption behaviour of cement Z II.

5.5 Examination of the pore solution when using long-term retarder VZ 1

Because the inversion reactions occurred to a greater extent with retarder VZ 1 the corresponding pore solutions were examined more closely. Figure 7a shows the levels of calcium and Figure 7b the levels of sulfate in the pore solutions of pastes made with clinker K II (dotted lines) and, for comparison, of those made with cement Z II (continuous lines). With the addition of VZ 1 to cement Z II the levels of calcium in the pore solutions corresponded initially to those of the reference paste without admixture and remained virtually unchanged for 3 hours (Figure 7a). Within the next five hours the levels of calcium in the pore solutions obtained from the retarded cement pastes increased by about 12 % regardless of the time and quantity of addition. With the samples containing 1.0 mass % VZ 1 the calcium concentrations (Figure 7a) and the sulfate concentrations (Figure 7b) fell, due to the re-start of hydration, more rapidly than with the samples with double the quantity of admixture. After about 100 hours there was still about six-times as much calcium dissolved in the pore solutions of the retarded cement pastes as in the reference samples. The drop in calcium and sulfate concentrations and the increase in alkali concentration in the pore solutions as well as the associated rise in pH (not shown in the diagrams), which accompanied the re-start of hydration, correlated in most cases with the initial setting time of the particular cement mortar.

As with the cement, but at a substantially lower level, the levels of calcium in the pore solutions of the clinker pastes without VZ 1 decreased as expected with advancing hydration (dotted line) after the induction period. The clinker pastes to which 1.0 or 2.0 mass %

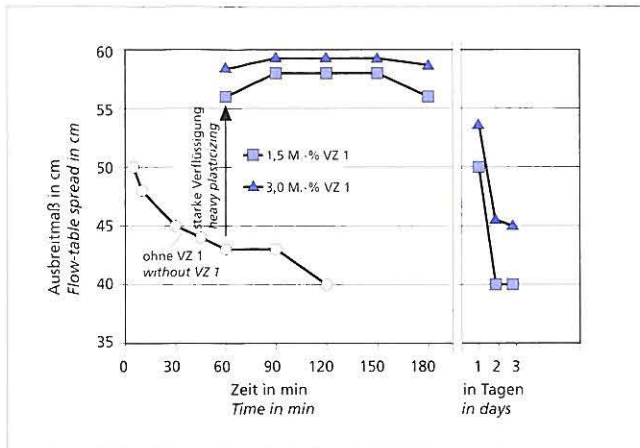


Bild 8: Ausbreitmaß von Beton ohne und mit VZ 1
Figure 8: Flow table spread of concrete with and without VZ 1

Nach einer Stunde waren die Calciumgehalte auf das Niveau der Referenz abgesunken. Bei den Porenlösungen der Klinkerleime, die planmäßig verzögert werden konnten, stiegen die Calciumgehalte, ähnlich wie bei den verzögerten Zementleimen, deutlich an. Nach 28 Tagen waren die Gehalte an Calcium, Sulfat, Natrium, Kalium und die pH-Werte der Porenlösungen von Klinker K II und Zement Z II mit und ohne Zusatzmittel nahezu identisch. Der Zugabezeitpunkt beeinflusste die Zusammensetzung der Porenlösung nicht. Versuche mit Klinker K I und Zement Z I führten zu ähnlichen Ergebnissen.

5.6 Einfluss von Verzögerern auf Beton

Im Bild 8 ist das Ausbreitmaß über der Zeit für die mit Zement Z III hergestellten Betone ohne und mit 1,5 bzw. 3,0 M.-% VZ 1 dargestellt. Die Zugabe von VZ 1 führte wie ein Fließmittel zu einer wesentlich weichen Konsistenz, die sich bis zu 3 Stunden nicht mehr wesentlich veränderte. Nach einem Tag entsprachen die Ausbreitmaße des mit 1,5 M.-% VZ 1 verzögerten Betons immer noch in etwa dem Ausgangsausbreitmaß der Referenzmischung. Der Beton mit der doppelten Menge an Langzeitverzögerern wies sogar eine noch etwas weichere Konsistenz auf. Selbst nach rd. 3 Tagen lagen die Ausbreitmaße der verzögerten Betone noch im Bereich von 40 cm bis 45 cm, dem Bereich der Referenzmischung nach rd. 2 Stunden.

Wie aus Bild 9 hervorgeht, zeigten Betone die mit 1,5 M.-% VZ 1 verzögert waren, bis zu 5 Tagen keine Festigkeitsentwicklung. Die gemessenen 7-Tage-Druckfestigkeiten entsprachen in etwa den 2-Tage-Druckfestigkeiten der Referenzmischung. Die 28-Tage-Druckfestigkeiten und 91-Tage-Druckfestigkeiten lagen unter denen des Referenzbetons. Die doppelte Dosierung von VZ 1 (3,0 M.-%) verhinderte die Festigkeitsentwicklung bis zu rd. 14 Tagen.

VZ 2 (Tetrakaliumpyrophosphat) führte im Vergleich zur Referenzmischung sowohl bei der sofortigen als auch bei der nachträglichen Zugabe stets zu einer weichen Ausgangskonsistenz des jeweiligen Betons. Bereits ab Dosierungen von 0,2 M.-% erhärteten die Probekörper bis zu 24 Stunden kaum. Die Druckfestigkeiten im Alter von 7 Tagen und 28 Tagen lagen bei Zugabe von bis zu 0,3 M.-% um bis zu rd. 8 % über denen der Referenzprobekörper ohne Zusatzmittel. Bei Zugabe von 0,5 M.-% fielen die Druckfestigkeiten wieder ab, wobei die 28-Tage-Druckfestigkeiten nicht unter das Niveau der Referenzprobe sanken.

VZ 3 (Saccharose) führte im Vergleich zur Referenzmischung bei nachträglicher Zugabe zu weichen Ausgangskonsistenzen. Dagegen ergaben sich bei Zugabe des Verzögerers mit dem Zugabezeitpunkt führte bereits eine Zugabe von nur 0,05 M.-% VZ 3 zu verminderten Frühfestigkeiten, aber zu rd. 12 % höheren Druckfestigkeiten im Alter von 7 Tagen und 28 Tagen. Höhere Dosierungen von 0,1 M.-% bis 0,5 M.-% störten die Festigkeitsentwicklung derart, dass die Prüfkörper z.T. erst nach mehreren Wochen aus-

VZ 1 had been added with the mixing water exhibited accelerated setting (inversion reaction). About 6 minutes after the mixing the corresponding pore solutions contained substantially higher calcium concentrations than the reference sample. After one hour the levels of calcium had fallen to the level of the reference sample. The levels of calcium in the pore solutions of the clinker pastes which were retarded as planned rose significantly, in a similar way to the retarded cement pastes. After 28 days the levels of calcium, sulfate, sodium and potassium and the pH values of the pore solutions of clinker K II and cement Z II with and without admixture were virtually identical. The composition of the pore solution was not affected by the time of addition. Tests with clinker K I and cement Z I led to similar results.

5.6 Influence of retarders on concrete

The flow table spreads for the concretes produced with cement Z III with and without 1.5 or 3.0 mass % of VZ 1 are shown against time in Figure 8. The addition of VZ 1 led, as with a superplasticizer, to a substantially softer consistency which did not change substantially for 3 hours. After one day the flow table spread of the concrete retarded with 1.5 mass % VZ 1 still corresponded approximately to the original flow table spread of the reference mix. The concrete with double the quantity of long-term retarder exhibited an even softer consistency. Even after about 3 days the flow table spreads of the retarded concretes still lay in the range from 40 to 45 cm – the same range as the reference mix after about 2 hours.

As can be seen from Figure 9, concretes which had been retarded with 1.5 mass % VZ 1 exhibited no strength development for 5 days. The measured 7 day compressive strengths corresponded approximately to the 2 day compressive strengths of the reference mix. The 28 day compressive strengths and 91 day compressive strengths were less than those of the reference concrete. The doubled quantity of VZ 1 (3.0 mass %) prevented any strength development for about 14 days.

Both with immediate and with subsequent addition, VZ 2 (tetrapotassium pyrophosphate) always produced a concrete with a softer starting consistency than the reference mixture. There was hardly any hardening of the test pieces for 24 hours with the addition levels above 0.2 mass %. For addition levels of up to 0.3 mass % the compressive strengths at 7 and 28 days were up to about 8 % higher than those of the reference test pieces without admix-

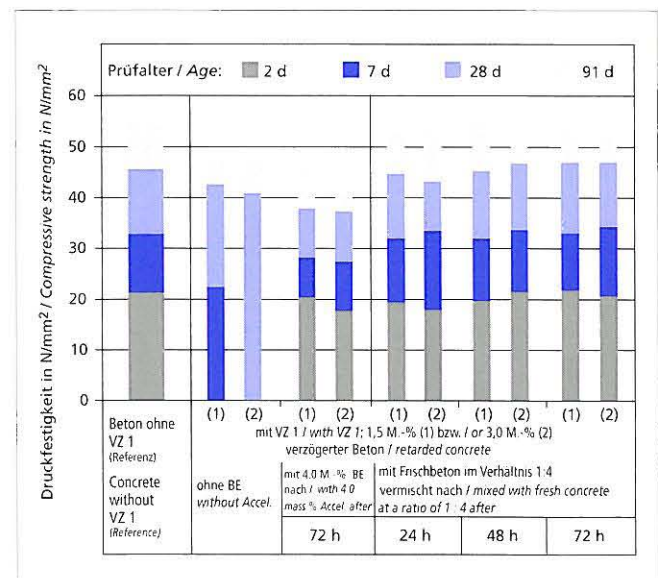


Bild 9: Druckfestigkeiten von Beton ohne und mit VZ 1 sowie von Beton, dessen Hydratation mit Erstarrungsbeschleuniger „reaktiviert“ wurde

Figure 9: Compressive strengths of concrete with and without VZ 1 and of concrete the hydration of which had been "reactivated" by a setting accelerator

geschalt werden konnten. Die Zugabe des Verzögerers mit dem Zugabewasser minderte die Festigkeitsentwicklung deutlich stärker als die nachträgliche Zugabe. Nach 28 Tagen erreichten die Proben, bei denen VZ 3 in Höhe von 0,5 M.-% nachträglich zugegeben wurde, nur rd. 55 % der Druckfestigkeit der Referenzprobe und bei Zugabe mit dem Zugabewasser sogar nur rd. 20 %.

5.7 Einsatz von Langzeitverzögerer VZ 1 als Recyclinghilfe für Frischbeton

Das Ansteifen des Betongemischs aus einem Masseteil Restbeton, der 24 Stunden mit VZ 1 verzögert war, und aus 4 Masseteilen der Bereitstellungsmischung, wurde durch den verzögerten Beton kaum beeinträchtigt. In gleicher Weise verhielten sich die Betongemische mit 48 Stunden bzw. 72 Stunden verzögerten Restbeton.

Die Betone, die aus einem Teil langzeitverzögerten Beton und vier Teilen Bereitstellungsmischung zusammengesetzt waren, wiesen im Vergleich zum Referenzbeton nahezu gleiche Druckfestigkeiten im Alter von 2, 7, 28 und 91 Tagen auf, siehe Bild 9. Ein Einfluss der zugegebenen Verzögerermenge und der Liegezeit der langzeitverzögerten Betone auf die Betondruckfestigkeiten konnte nicht festgestellt werden. Die langzeitverzögerten Betone, die nicht mit einer Bereitstellungsmischung vermischt, sondern denen nach 72 Stunden 4,0 M.-% Erstarrungsbeschleuniger zugegeben wurde, wiesen im Vergleich zur Referenzmischung nahezu gleiche 2-Tage-Druckfestigkeiten, aber erwartungsgemäß niedrigere 7-, 28- und 91-Tage-Druckfestigkeiten auf.

6 Hinweise zu den Wirkungsmechanismen der Zusatzmittel

6.1 VZ 1 (PBTC)

Mittels IR-Spektroskopie konnte 2-Phosphonobutan-1-2-4-tricarbonsäure (PBTC) als Hauptwirkstoff des in den Versuchen verwendeten Langzeitverzögerers VZ 1 identifiziert werden. PBTC kann im alkalischen Milieu bis zu fünf Protonen abspalten. Ähnlich wie bei den verflüssigend wirkenden Zusatzmitteln [37] führte die Anlagerung der negativ geladenen Säurerest-Ionen an die positiv geladenen Stellen der Zementpartikel zu einer Veränderung der elektrischen Ladung an der Kornoberfläche. Diese Umladung in negative Richtung führte, wie bei den Fließmitteln, zum Abbau von Agglomeraten, was eine Dispergierung der Partikel zur Folge hat und somit die starke Verflüssigung der Mörtel und Betone erklärt (siehe Abschnitte 5.1.2 und 5.6).

Die Sorptionsuntersuchungen (siehe Abschnitt 5.4) deuten darauf hin, dass sich der negative Säurerest innerhalb weniger Minuten an die Zementpartikel heftet. Vermutlich komplexiert PBTC dabei Calcium-Ionen, so dass sich ein schwer löslicher Film aus Calciumphosphonat auf den Partikeloberflächen bildet. Dieser Film verzögert die weiteren Hydratationsreaktionen des Klinkers bzw. Zements [22, 27]. Rasterelektronenmikroskopische Untersuchungen (siehe Abschnitt 5.3) zeigten, dass selbst bei sofortiger Zugabe des Langzeitverzögerers die Erstreaktionen des Calciumaluminats beim Klinker zum Calciumaluminathydrat bzw. beim Zement zusätzlich mit dem Sulfat zum Ettringit zeitgleich zum Anheftvorgang des Phosphonsäurerests abliefen [36]. Wie auch die kalorischen Untersuchungen ergaben, wurde in erster Linie die Hydratation der Silicatphasen stark verzögert und die Induktionsperiode entsprechend verlängert (siehe Abschnitt 5.2). Die Calcium- und Sulfatkonzentrationen in den Porenlösungen blieben in diesem Zeitraum nahezu unverändert hoch (siehe Abschnitt 5.5).

Nach Abbau der verzögernden Wirkung hydratisierten die Klinker und Zemente normal weiter. Eine Veränderung der dabei entstehenden Hydratphasen im Vergleich zur Referenzprobe konnte nicht beobachtet werden.

Umschlagreaktionen wurden hauptsächlich zwischen Klinkerkernen und Langzeitverzögerern beobachtet und waren stets mit einer verstärkten Bildung von hexagonalen Calciumaluminathydraten verbunden. Die Ursache dafür liegt vermutlich in einer Komplexierung von Calcium-Ionen in der Porenlösung mit der Folge, dass diese als Reaktionspartner für die Hydratation zeitlich begrenzt nicht zur Verfügung stehen. Dadurch bedingte Änderungen der Lösungsgleichgewichte führen dann zu einem verstärkten

tur. With the addition of 0.5 mass % the compressive strengths dropped again, although the 28 day compressive strengths did not drop below the level of the reference sample.

With subsequent addition, VZ 3 (saccharose) led to softer starting consistencies than the reference mix. On the other hand, stiffer starting consistencies were obtained when the retarder was added with the mixing water. An addition of only 0.05 mass % of VZ 3 led to reduced early strengths, regardless of the time of addition, but to about 12 % higher compressive strengths at 7 and 28 days. Higher addition levels of 0.1 to 0.5 mass % interrupted the strength development to such an extent that in some cases the test pieces could only be removed from the moulds after several weeks. Addition of the retarder with the mixing water reduced the strength development significantly more sharply than subsequent addition. After 28 days the samples to which 0.5 mass % of VZ 3 had been added subsequently reached only about 55 % of the compressive strength of the reference sample, and only about 20 % when added with the mixing water.

5.7 Use of long-term retarder VZ 1 as a recycling aid for fresh concrete

The retarded concrete had hardly any adverse effect on the stiffening of the concrete mix consisting of one part by mass of residual concrete which had been retarded for 24 hours with VZ 1 and four parts by mass of the new batch mix. The concrete mixes with residual concrete retarded for 48 and 72 hours behaved similarly.

The concretes composed of one part of long-term retarded concrete and four parts of new batch mix exhibited virtually the same compressive strengths as the reference concrete at 2, 7, 28 and 91 days, see Figure 9. It was not possible to detect any influence of the quantity of retarder added, or the standing time of the long-term retarded concretes, on the concrete compressive strengths. The long-term retarded concretes which were not mixed with a new batch mix, but to which 4.0 mass % of setting accelerator had been added after 72 hours, exhibited virtually the same 2 day compressive strengths as the reference mix but, as expected, lower 7, 28 and 91 day compressive strengths.

6 Pointers to the action mechanisms of the admixtures

6.1 VZ 1 (PBTC)

IR spectroscopy identified 2-phosphonobutane 1-2-4-tricarboxylic acid (PBTC) as the main active constituent of the long-term retarder VZ 1 used in the tests. In an alkaline environment PBTC can shed up to five protons. In a similar way to the plasticizing admixtures [37] the deposition of the negatively charged residual acid ions on the positively charged sites of the cement particles led to a change in the electrical charge at the particle surface. This reversal of the charge sign in a negative direction led, as with the superplasticizers, to the breakdown of agglomerates, which caused dispersion of the particles and explained the strong plasticizing effect on the mortars and concretes (see Sections 5.1.2 and 5.6).

These sorption investigations (see Section 5.4) indicated that the negative acid residue attached itself to the cement particles within a few minutes. Apparently the PBTC forms complexes with calcium ions so that a sparingly soluble film of calcium phosphonate is formed on the particle surfaces. This film retards further hydration reactions of the clinker or cement [22], [27]. Scanning electron microscope investigations (see Section 5.3) showed that even with immediate addition of the long-term retarder the initial reactions of the calcium aluminate in clinker to form calcium aluminate hydrate, or in the cement with the additional sulfate to form ettringite, took place simultaneously with the attachment of the phosphonic acid residue [36]. As was also shown by the calorific investigations, the main effect was severe retardation of the hydration of the silicate phases and a corresponding lengthening of the induction period (see Section 5.2). The calcium and sulfate concentrations in the pore solutions remained at high and virtually unchanged levels during this period (see Section 5.5).

After the retarding action had terminated, the clinker and cement continued to hydrate normally. No change was observed in the resulting hydrate phases when compared with the reference sample.

Umsatz der Aluminatphasen. Bei den Zementen bildete sich auch bei sofortiger Verzögererzugabe zuerst eine Ettringithülle, deren Hydrationsbremsende Eigenschaft dann durch den schwer löslichen Calciumphosphonat-Film zusätzlich verstärkt wurde.

Die Hydratation von Klinker K II konnte durch die nachträgliche Zugabe des Langzeitverzögerers VZ 1 verzögert werden. Hierbei bildete sich in der Zeit bis zur Zugabe durch rasche Hydratation von Tricalciumaluminat bereits eine erste Schicht hexagonaler Calciumaluminathydrate, die zwar noch kein Erstarren auslösten, jedoch bei Zugabe des Langzeitverzögerers den verstärkten Umsatz der Calciumaluminat behinderten, der bei der direkten Zugabe des Verzögerers beobachtet wurde. Beim reaktionsträgeren „C₃A-armen“ Klinker K I fand dagegen in der Zeitspanne zwischen Wasser- und Zusatzmittelzugabe keine wesentliche Hydratation der Calciumaluminathydrate statt, so dass sich keine schützende Schicht aus Calciumaluminathydraten bilden konnte und somit auch die nachträgliche Zugabe von VZ 1 zu einem verstärkten Umsatz der Calciumaluminathydrate führte, wodurch ein schnelles Erstarren ausgelöst wurde.

6.2 VZ 2 (Tetrakaliumpyrophosphat)

VZ 2 (Tetrakaliumpyrophosphat) beeinflusste die Hydratation von Klinker bzw. Zement in ähnlicher Form wie der Langzeitverzögerer auf Basis von Phosphonsäure. Die Sorptionsuntersuchungen sowie die Struktur von VZ 2 deuten darauf hin, dass die verzögernde Wirkung auf die Bildung von schwer löslichem Calciumphosphat auf der Partikeloberfläche zurückzuführen ist [5]. Die bei höheren Dosierungen beobachteten Umschlagreaktionen bei Klinkern wurden durch eine verstärkte Bildung von hexagonalen Calciumaluminathydraten hervorgerufen [12, 36]. Analog zu den Wirkungszusammenhängen bei VZ 1 könnte die Ursache dafür eine besonders bei großen Mengen an VZ 2 auftretende kurzzeitige Komplexierung von Calcium-Ionen in der Porenlösung sein, durch die der Umsatz der Aluminatphasen im frühen Stadium kurzfristig verstärkt wird. Die in [5] beschriebenen, bei sehr hohen Zugabemengen an Tetrakaliumpyrophosphat aufgetretenen Umschlagreaktionen bei Zementen können nach ersten Untersuchungen auf die verstärkte Bildung von Syngenit zurückzuführen sein.

6.3 VZ 3 (Saccharose)

Die in diesen Untersuchungen besonders bei Zugabe von Saccharose mit dem Zugabewasser bei Klinkern beobachtete verstärkte Bildung von Calciumaluminathydraten und die bei Zementen verstärkt auftretende Ettringitbildung aus der Porenlösung bestätigt die in [18, 36] gewonnenen Erkenntnisse. Saccharose kann im alkalischen Milieu bis zu zwei Protonen abspalten und Komplexe mit verschiedenen Ionen, z.B. mit Calcium, bilden. Das erklärt die anfangs bei den Portlandzementklinkern verstärkte Calciumaluminathydratbildung bzw. die verstärkte Ettringitbildung bei den Zementen. Die Bildung von Calciumsaccharat-Komplexen verursacht bei Anwesenheit von Sulfat neben der Verstärkung der Ettringitbildung eine Verschiebung der Ettringitbildung von der Aluminatoberfläche in die Porenlösung. Das führte besonders bei Zugabe der Saccharose im Zugabewasser zu großen Ettringitkristallen und bei den Betonen zu schnellem Ansteifen (siehe Abschnitt 5.6). Wurde die Saccharose nachträglich zugegeben, verstärkten die Calciumsaccharat-Komplexe die verzögernde Wirkung der bereits auf den Aluminatoberflächen gebildeten Ettringithülle.

Die Tatsache, dass im Gegensatz zu den Klinkern die Zemente mit allen Verzögerern (VZ 1 bis VZ 3) immer planmäßig verzögert werden konnten, unterstreicht die Bedeutung der Sulfatträgerzugabe im Hinblick auf die erwünschte Bildung einer Ettringitschicht nicht nur für die Erstarrungsregelung des reinen Zements, sondern auch für die erwünschte Wirkungsweise der Verzögerer. Die Wirkung des Verzögerers sowie das Auftreten von Umschlagreaktionen ist stark von der Klinkerzusammensetzung, der Reaktivität der Calciumaluminat, von der Verzögerermenge und dem Zugabezeitpunkt abhängig.

Zur Absicherung dieser Erkenntnisse werden derzeit weitere Versuche u.a. an einzelnen Klinkerphasen und definierten Phasengemischen mit Hilfe der Differentialthermoanalyse und Röntgenbeugung durchgeführt.

The inversion reactions were observed principally between clinker meals and long-term retarders and were always associated with increased formation of hexagonal calcium aluminate hydrates. The reason for this was apparently the complexing of calcium ions in the pore solution with the result that for a limited time these were not available as reaction partners for the hydration. The resulting changes in the solution equilibria then led to increased conversion of the aluminate phases. With the cements, even with immediate addition of retarder, an ettringite sheath was formed initially and its hydration-inhibiting properties were then reinforced by the sparingly soluble film of calcium phosphonate.

The hydration of clinker K II was retarded by the subsequent addition of the long-term retarder VZ 1. In this case an initial layer of hexagonal calcium aluminate hydrate was formed in the period before the addition through rapid hydration of the tricalcium aluminate. This did not cause setting but, on addition of the long-term retarder, hindered the increased conversion of the calcium aluminates which was observed with direct addition of the retarder. On the other hand, with the less reactive "low-C₃A" clinker K I no substantial hydration of the calcium aluminoferrites took place in the period between water addition and admixture addition. This meant that no protective layer of calcium aluminate hydrates could form, so the subsequent addition of VZ 1 led to increased conversion of the calcium aluminoferrites and caused rapid setting.

6.2 VZ 2 (tetrapotassium pyrophosphate)

VZ 2 (tetrapotassium pyrophosphate) affected the hydration of clinker and cement in a similar way to the long-term retarder based on phosphonic acid. The sorption investigations and the structure of the VZ 2 indicated that the retarding action is attributable to the formation of sparingly soluble calcium phosphate on the particle surfaces [5]. The inversion reactions observed with clinker with the higher addition levels were caused by increased formation of hexagonal calcium aluminate hydrates [12], [36]. In analogy with the reaction mechanisms with VZ 1 the reason for this could be a short-term complexing of calcium ions in the pore solution, especially with large quantities of VZ 2, causing increased short-term conversion of the aluminate phases at an early stage. The inversion reactions with cements which occurred at very high addition quantities of tetrapotassium pyrophosphate described in [5] can, according to initial investigations, be attributed to increased formation of syngenite.

6.3 VZ 3 (saccharose)

The increased formation of calcium aluminate hydrates observed with clinker in these investigations, especially with the addition of saccharose with the mixing water, and the increased ettringite formation from the pore solution with cements confirm the results obtained in [18], [36]. In an alkaline environment saccharose can shed up to two protons and form complexes with various ions, such as calcium. This explains the initially increased formation of calcium aluminate hydrates with the Portland cement clinkers and the increased ettringite formation with the cements. In the presence of sulfate the formation of calcium saccharate complexes causes not only increased ettringite formation but also a displacement of the ettringite formation from the aluminate surface to the pore solution. This led, especially with the addition of saccharose in the mixing water, to large ettringite crystals and to rapid stiffening of the concretes (see Section 5.6). When the saccharose was added subsequently the calcium saccharate complexes reinforced the retarding action of the ettringite sheath already formed on the aluminate surfaces.

The fact that, unlike the clinkers, the cements were always retarded as planned by all the retarders (VZ 1 to VZ 3) underlines the importance of the addition of sulfate agent with respect to the required formation of an ettringite layer not only for controlling the setting of the pure cement, but also for the desired mode of action of the retarders. The action of the retarder and the occurrence of inversion reactions is heavily dependent on the clinker composition, the reactivity of the calcium aluminates, the quantity of retarder and the time of addition.

7 Zusammenfassung

Es wurde der Einfluss der Verzögerer PBTC (VZ 1), Tetrakaliumpyrophosphat (VZ 2) und Saccharose (VZ 3) auf die Hydratation von Klinker und Zement untersucht. Indem die Untersuchungen gleichzeitig an Klinkermehl und zum Vergleich an daraus durch Sulfatzugabe hergestellten Zementen durchgeführt wurden, konnte insbesondere der Einfluss der „natürlichen“ Erstarrungsverzögerung, die durch die Reaktion von C_3A -Anteilen mit dem gelösten Sulfat zum Ettringit eintritt, auf die Wirkungsweise und -mechanismen der Verzögerer untersucht werden.

Der Einfluss der Verzögerer auf das Erstarrungsverhalten wurde an zwei verschiedenen Portlandzementklinkern sowie an daraus hergestellten Portlandzementen untersucht. Die Klinker bzw. Zemente hatten unterschiedliche Gehalte an C_3A . Für die Erstarrungsuntersuchungen an Mörteln wurde ein Vicat-Gerät entsprechend DIN EN 480-2 modifiziert.

An ausgewählten Proben wurde parallel zu den Erstarrungsuntersuchungen die Porenlösung analysiert und die Gefügeentwicklung rasterelektronenmikroskopisch beobachtet. Weiterhin wurden das Sorptionsverhalten sowie die Entwicklung der Hydrationswärme von Leimen mit einem speziell für die nachträgliche Zugabe von Zusatzmitteln umgebauten Wärmeflusskalorimeter gemessen. Für den Langzeitverzögerer auf Basis von Phosphonsäure (VZ 1) wurden umfangreiche Betonversuche durchgeführt. Zusätzlich wurde die Wirkung von Langzeitverzögerer als Recyclinghilfe für Frischbeton untersucht. Dabei wurden bei langzeitverzögerten Betonen die Hydratation mit Hilfe eines Beschleunigers bzw. durch Vermischung mit der 4fachen Menge an Frischbeton „reaktiviert“.

Anhand der Forschungsergebnisse können folgende Schlussfolgerungen gezogen werden:

- Alle Zemente konnten durch die Verzögerer stets planmäßig verzögert werden, da die ersten Reaktionen der oberflächennahen Aluminatphasen mit gelöstem Sulfat zu feinkörnigem primären Ettringit durch die Verzögerer nicht beeinträchtigt wurden. Das unterstreicht die Bedeutung der Sulfatträgerzugabe im Hinblick auf die erwünschte Bildung einer Ettringitschicht nicht nur für die Erstarrungsregelung des reinen Zements, sondern auch für die erwünschte Wirkungsweise der Verzögerer.
- Unabhängig von wirkstoffspezifischen Details ist die verzögernde Wirkung der drei Verzögerer Phosphonsäure, Tetrakaliumpyrophosphat und Saccharose vermutlich auf die Bildung von schwer löslichen Oberflächenbelägen zurückzuführen, welche den weiteren Fortschritt der Hydratation stark verlangsamen. Dabei bildet Phosphonsäure vermutlich mit Calcium schwer lösliches Calcium-Phosphonat, Tetrakaliumpyrophosphat bildet schwer lösliches Calcium-Phosphat und Saccharose schwer lösliches Calcium-Saccharat. Die Oberflächenbeläge verstärken die verzögernde Wirkung des Ettringits, insbesondere bei nachträglicher Zugabe der Zusatzmittel.
- Bei Portlandzementklinkern führten die Verzögerer meist zu einer verstärkten Hydratation der Aluminatphasen, was teilweise zu beschleunigtem Erstarren, d.h. zu einer Umschlagreaktion führte. Dabei kam es meist nur zu einem frühen oder verkürzten Erstarren, nicht jedoch zu einer früheren Festigkeitsentwicklung. Zeitgleich zu den Umschlagreaktionen konnten z.T. erhöhte Hydrationswärmen festgelegt werden. Die Porenlösungen der Proben, die Umschlagreaktionen zeigten, wiesen zu Beginn der Hydratation im Vergleich zur Referenzprobe meist deutlich höhere Calciumgehalte auf.
- Die Wirkung des Verzögerers sowie das Auftreten von Umschlagreaktionen ist stark von der Klinkerzusammensetzung, der Reaktivität der Calciumaluminat, von der Verzögerermenge und dem Zugabezeitpunkt abhängig.
- Die Hydratation der Silicatphasen wurde durch alle Verzögerer stets verzögert.
- Phosphonsäure und Tetrakaliumpyrophosphat führten unabhängig vom Zugabezeitpunkt zu einer starken Verflüssigung von Mörtel und Beton. Saccharose wirkte bei nachträglicher Zugabe ebenfalls verflüssigend, führte jedoch bei sofortiger Zugabe, aufgrund einer verstärkten Ettringitbildung, zu steiferen Konsistenzen.

Further tests, including tests on individual clinker phases and specific phase mixtures, are currently being carried out with the aid of differential thermal analysis and X-ray diffraction to confirm these results.

7 Summary

The influence of the retarders PBTC (VZ 1), tetrapotassium pyrophosphate (VZ 2) and saccharose (VZ 3) on the hydration of clinker and cement was investigated. By carrying out the investigations simultaneously on clinker meals and, for comparison, on cements produced from them by the addition of sulfate it was possible to investigate how "natural" setting retardation, which occurs through the reaction of the C_3A fractions with the dissolved sulfate to form ettringite, affects the mode and mechanism of action of the retarders.

The influence of the retarders on the setting behaviour was investigated using two different Portland cement clinkers and the Portland cements produced from them. The clinkers and cements contained different levels of C_3A . A Vicat unit complying with DIN EN 480-2 was modified for investigating the mortar setting times.

The pore solutions in selected samples were analyzed at the same time as the setting investigations, and the development of the microstructure was observed by scanning electron microscope. The sorption behaviour and development of the heat of hydration of pastes were also measured with a heat flow calorimeter converted specifically for subsequent addition of admixtures. Extensive concrete tests were carried out with the long-term retarder based on phosphonic acid (VZ 1). The effect of the long-term retarder as a recycling aid for fresh concrete was also examined. For concretes with long-term retardation the hydration was "reactivated" with the aid of an accelerator and by mixing with 4-times the quantity of fresh concrete.

The following conclusions were drawn from the research results:

- The initial reactions of the aluminate phases close to the surface with the dissolved sulfate to form fine-grained primary ettringite were not adversely affected by the retarders, so all the cements were delayed by the retarders as planned. This underlines the importance of the addition of sulfate agent with respect to the desired formation of an ettringite layer not only for controlling the setting of the pure cement but also for the desired mode of action of the retarders.
- Regardless of details of the specific active material the retarding action of the three retarders, namely phosphonic acid, tetrapotassium pyrophosphate and saccharose, can probably be attributed to the formation of sparingly soluble surface coatings which severely delay further progress of the hydration. With calcium the phosphonic acid probably forms sparingly soluble calcium phosphonate, tetrapotassium pyrophosphate forms sparingly soluble calcium phosphate, and saccharose forms sparingly soluble calcium saccharate. The surface coatings reinforce the retarding action of the ettringite, especially if the admixtures are added subsequently.
- With Portland cement clinkers the retarders usually led to increased hydration of the aluminate phases, which in some cases caused accelerated setting, i.e. an inversion reaction. In most cases this only led to an early or shortened setting but not to earlier strength development. In some cases increased rates of heat of hydration were detected at the same time as the inversion reactions. At the start of hydration most of the pore solutions of the samples which exhibited inversion reactions contained significantly higher levels of calcium and sulfate than the reference sample.
- The effect of the retarder and the occurrence of inversion reactions are heavily dependent on the clinker composition, the reactivity of the calcium aluminates, the quantity of retarder and the time at which it is added.
- In all cases the hydration of the silicate phases was retarded by all the retarders.
- Regardless of the time at which they were added phosphonic acid and tetrapotassium pyrophosphate had a strong plasticizing effect on the mortar and concrete. Saccharose also had a

- Mit Phosphonsäure langzeitverzögerte Betone wiesen mit steigender Verögerungszeit niedrigere Druckfestigkeiten im Alter von 28 Tagen und 91 Tagen auf.
- Mit bis zu 0,3 M.-% Tetrakaliumpyrophosphat bzw. mit bis zu 0,1 M.-% Saccharose verzögerte Betone wiesen im Vergleich zum Referenzbeton höhere Druckfestigkeiten im Alter von 7 Tagen und 28 Tagen auf. Durch höhere Zugabemengen stärker verzögerte Betone wiesen entsprechend der verlängerten Verögerungszeit zu diesem Prüfzeitpunkt niedrigere Druckfestigkeiten auf.
- Bei Untersuchungen zum Frischbetonrecycling beeinflussten die zugegebene Verzögerermenge und die Liegezeit der langzeitverzögerten Betone nach dem Vermischen der langzeitverzögerten Betone mit der 4fachen Menge an Frischbeton das Ansteifen und die Betondruckfestigkeiten nicht. Die Wirkung des Langzeitverzögerers konnte auch durch Zugabe eines Beschleunigers aufgehoben werden. Die dadurch beschleunigte Hydratation führte allerdings zu verringerten Betondruckfestigkeiten.

Aufbauend auf den gewonnenen Erkenntnissen werden derzeit weitere Untersuchungen bevorzugt an einzelnen Klinkerphasen und definierten Phasengemischen u.a. mit Hilfe der Differentialthermoanalyse bzw. Röntgenbeugung durchgeführt. Ziel ist es, eine geschlossene Darstellung der Wirkung von Verzögerern während der Hydratation zu erarbeiten.

Das Forschungsvorhaben (Nr. 11607N) wurde aus Haushaltsmitteln des Bundesministers für Wirtschaft über die Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen „Otto von Guericke“ (AiF) gefördert.

Literatur / Literature

- [1] Spanka, G.; Thielen, G.: Untersuchungen zum Nachweis von verflüssigenden Betonzusatzmitteln und zu deren Sorptions- und Elutionsverhalten. In: Beton 45 (1995), H. 5, S. 320/327
- [2] Richtlinie für die Erteilung von Zulassungen für Betonzusatzmittel (Zulassungsrichtlinie), Fassung Dezember 1996. „Mitteilungen“ Deutsches Institut für Bautechnik (1997), Nr. 5, S. 122-136
- [3] Lewandowski, R.: Anforderungen des Transportbeton-Herstellers an Betonzusatzmittel. In: Beton 33 (1983), H. 8, S. 285-288
- [4] Johnston, C. D.: Admixture-Cement Incompatibility: A Case History. In: Concrete International 9 (1987) Nr. 4, S. 51-60
- [5] Lieber, W.: Wirkung anorganischer Zusätze auf das Erstarren und Erhärten von Portlandzement. In: ZKG Nr.2/1973, 75-79
- [6] Wirkungsmechanismen von Zusatzmitteln im Beton und Prüfkriterien (Betoverflüssiger, Fließmittel und Luftporenbildner). Abschlussbericht AiF-Forschungsvorhaben-Nr. 8519, Forschungsinstitut der deutschen Zementindustrie, 1993
- [7] Wirkungsmechanismen von Zusatzmitteln im Beton und Prüfkriterien (Fließmittel, Verzögerer und Beschleuniger) Abschlussbericht AiF-Forschungsvorhaben-Nr. 7977, Forschungsinstitut der deutschen Zementindustrie, 1996
- [8] Wirkungsmechanismen von Zusatzmitteln im Beton und Prüfkriterien (Verzögerer und Beschleuniger). Abschlussbericht AiF-Forschungsvorhaben-Nr. 11607 N, Forschungsinstitut der deutschen Zementindustrie, 2001
- [9] Wischers, G.: Ansteifen und Erstarren von Zement und Beton. In: Beton 31 (1981) H. 9, S. 337/340 und H. 10, S. 385-389
- [10] Locher, Friedrich W.; Richartz, Werner; Sprung, Siegfried: Erstarren von Zement: Teil 1: Reaktion und Gefügeentwicklung In: Zement-Kalk-Gips 29 (1976) H. 10, S. 435-442
- [11] Scholz, E.: Zum Einfluß des Calciumsulfats in Portlandzementen auf Konsistenz und Ansteifen von Normmörteln. Mitteilungen aus dem Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung der Universität Hannover, 1990, H. 57
- [12] Richartz, W.: Einfluß von Zusätzen auf das Erstarrungsverhalten von Zement. In: beton 33 (1982) H. 11, S. 425/429 und H. 12, S. 465/471; ebenso Betontechnische Berichte 1982-83, S. 169-198, Beton-Verlag GmbH, Düsseldorf 1984
- [13] Wierig, H.-J.; Scholz, E.: Über die Einflüsse verschiedener Calciumsulfat-Arten im Zement, chemische definierter Zusatzmittel und der Temperatur auf rheologische Eigenschaften von Zementmörteln. Mitteilungen des Instituts für Baustoffkunde und Materialprüfung, Universität Hannover, 1990, Heft 58.
- [14] Ludwig, V.: Über die Wirkung von Verzögerern auf das Erstarren von Zementen. In: Beton-Informationen 23 (1983) H. 3, S. 31-35
- [15] DAStb-Richtlinie für Beton mit verlängerter Verarbeitbarkeitszeit (Verzögerter Beton), August 1995
- [16] Wenquan, L.; Huizhen, L.; Zhen, H.; Yajie, L.: Use of high range Retarder-Plasticizer for Roller-Compacted Concrete of the Three Gorges Project in China. Superplasticizers and other chemical admixtures in concrete: Proceedings Fifth CANMET/ACI International Conference Rome, Italy, 1997
- [17] Ramachandran, V. S.: Concrete Admixtures Handbook 2. Edition (1995), Noyes Publications, ISBN 0-8155-1373-9, S. 185-285
- [18] Ludwig, U.; Urrutia, C.: Zum Mechanismus der Wirkung von Saccharose auf das Erstarren und Erhärten von Zementen. In: Zement-Kalk-Gips, 42 (1989), H. 8, S. 431/436
- [19] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-3.210-1199, DIBt Berlin
- [20] Bodamer, Alexander: Hydratationsgesteuerter Beton im Tunnelbau. In: Straßen- und Tiefbau 51 (1997) 2, S. 14-17
- [21] Okawa, Y.; Yamamiya, H.; Nishibayashi, S.: Study on the reuse of returned concrete. In: Magazine of Concrete Research 52 (2000) 2, S. 109-115
- [22] Patentschrift DE 3727907 C2: Wiederaufbereitung von Betonmischungen. Sandoz (veröffentlicht am 7. 11. 1996)
- [23] Europäisches Patent 0324501 B1: Method for stabilizing concrete residues. Sandoz (veröffentlicht am 21. 11. 1991)
- [24] US Patent 4,964,917: Methods and Compositions for reclaiming concrete. Sandoz (veröffentlicht am 23. 10. 1990)
- [25] Europäisches Patent 0508158 A2: Abbindeverzögerer für das Nassspritzverfahren. Sika (veröffentlicht am 14. 10. 1992)
- [26] US Patent 3,964,921: Well cementing composition having improved flow properties containing Phosphonobutane Tricarboxylic Acid, and method of use. Calgon (veröffentlicht am 22. 6. 1976)
- [27] Langenfeld, M.; Stark, J.: Der Einfluß von Verzögerern auf die frühe Hydratation von Portlandzementklinkerphasen, dargestellt in einem ESEM-FEG. In: Thesis 44 (1998) H. 1+2, S. 82-90
- [28] Norm DIN EN 480-2 1997-02. Zusatzmittel für Beton, Mörtel und Einpreßmörtel Prüfverfahren: Teil 2: Bestimmung der Erstarrungszeit; Deutsche Fassung EN 480-2: 1996
- [29] Norm DIN EN 196-1 1995-05. Prüfverfahren für Zement: Teil 1: Bestimmung der Festigkeit Deutsche Fassung EN 196-1: 1994
- [30] Norm DIN 4226-1 2001-07. Zuschlag für Beton: Teil 1: Gesteinskörnungen für Beton und Mörtel: Teil 1: Normale und schwere Gesteinskörnungen
- [31] Norm DIN 1045-2 2001-07. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton: Teil 2: Beton-Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1
- [32] Norm DIN EN 196-3 1995-05. Prüfverfahren für Zement: Teil 3: Bestimmung der Erstarrungszeiten und der Raumbeständigkeit Deutsche Fassung EN 196-3: 1994
- [33] Schäfer E.; Meng, B.: Einfluss von Zement und Zusatzstoffen auf das Alkaliangebot für eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion. In: beton 51 (2001), H. 10, S. 577-584
- [34] NORM DIN 1048-1 1991-06. Prüfverfahren für Beton: Frischbeton
- [35] NORM DIN 1048-5 1991-06. Prüfverfahren für Beton: Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper
- [36] Lipus, K.; Rickert, J.; Sylla, M.: ESEM-Untersuchungen zur Hydratation von Portlandzement unter Einfluß von verzögernden Zusatzmitteln In: 14. Internationale Baustofftagung: 20.-23. September 2000 Weimar; Tagungsbericht Band 1 (ibausil: 14 Weimar 20.-23. 9. 2000)/Bauhaus-Universität Weimar (Hrsg.) - Weimar: Bauhaus-Univ. Weimar, 2000, 2000, S. 301-313
- [37] Spanka, G.; Grube, H.; Thielen, G.: Wirkungsmechanismen verflüssigender Betonzusatzmittel. In: Beton 45 (1995) H. 11, S. 876-881

The findings obtained are now being used as the basis for further investigations, mainly on individual clinker phases and specific phase mixes using, among others, differential thermal analysis or X-ray diffraction. The aim is to work out a complete picture of the action of retarders during the hydration.

The research project (No. 11607N) was supported by funds from the Ministry for Economic Affairs through the "Otto von Guericke" AiF (Federation of Industrial Research Associations)

Einflüsse auf die Luftporenbildung in Straßenbeton

Factors affecting the formation of air voids in road concrete

Übersicht

Schäden infolge eines Frost-Tausalz-Angriffs treten praktisch nicht mehr auf, seitdem Betone für Fahrbahndecken künstlich eingeführte Luftporen enthalten. Entsprechende Regelungen für die Zusammensetzung und Herstellung von Beton mit hohem Frost-Tausalz-Widerstand sind im Vorschriftenwerk festgelegt und haben sich in der Vergangenheit bewährt. In den letzten Jahren wurde bei einigen Betondeckenlosen insbesondere bei hohen Frischbetontemperaturen allerdings ein stark erhöhter Luftporengehalt im Festbeton festgestellt. Um die Ursache für diesen überhöhten Gehalt zu ermitteln, wurden im Forschungsinstitut der Zementindustrie Untersuchungen an Straßenbetonen durchgeführt. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass eine wesentliche Erhöhung des Luftgehalts nur auftreten kann, wenn der Luftporenbildner im Frischbeton infolge einer zu kurzen Mischzeit bei der Herstellung nicht ausreichend aufgeschlossen und aktiviert wurde. Wird bei der Herstellung der Decke dann nachträglich Mischenergie in den Frischbeton eingeführt, kann der Luftgehalt ansteigen. Um bei zukünftigen Betonherstellungen eine stärkere Luftporenbildung beim Einbau des Betons zu vermeiden, werden Empfehlungen für die Praxis gegeben.

Abstract

Damage as a result of attack by freeze-thaw with de-icing salt has practically ceased since concretes for carriageway pavements have contained artificially introduced air voids. Respective specifications for composition and production of concrete with high resistance to freeze-thaw with de-icing salt have been fixed in the regulations and have been proved successful in the past. However, a greatly increased air void content in the hardened concrete has been found in recent years in some contract sections of concrete pavement, especially with high fresh concrete temperatures. Investigations were carried out at the Research Institute of the Cement Industry on road concretes in order to determine the reason for this excessively high content. The test results show that a substantial increase in air content can only occur if the air-entraining agent in the fresh concrete is not adequately broken down during production, due to too short a mixing time, and has therefore been insufficiently activated. The air content can then rise if mixing energy is introduced into the fresh concrete later during production of the pavement. Practical recommendations for future concrete production are given to avoid excessive air void formation during the placement of concrete.

1 Einleitung

Fahrbahndeckenbeton wird im Winter mit Tausalz beaufschlagt und muss daher einen hohen Frost-Tausalz-Widerstand aufweisen. Grundvoraussetzung hierfür ist ein ausreichend dichter Zementstein, die Verwendung einer Gesteinskörnung mit hohem Frostwiderstand und darüber hinaus die Zugabe eines Luftporenbildners, der einen ausreichenden Gehalt an kleinen Luftporen im Beton erzeugt. Bei einzelnen Straßenbaustellen ist in den letzten Jahren insbesondere bei hohen Frischbetontemperaturen eine ungewöhnliche Luftporenbildung beobachtet worden. Im Vergleich zum Frischbeton wurde im Festbeton ein stark erhöhter Luftgehalt festgestellt. Um die Ursachen für diese nachträgliche Luftporenbildung zu ermitteln, hat das Forschungsinstitut der Zementindustrie mit finanzieller Unterstützung des Verbands der Deutschen Bauchemie und des Bundesministers für Verkehr, Bau und Wohnungswesen (BMVBW) umfangreiche Untersuchungen durchgeführt [1, 2].

2 Stand der Erkenntnisse

2.1 Anwendung von Luftporenbildnern

Das wichtigste Anwendungsfeld von Luftporenbildnern ist die Erhöhung der Widerstandsfähigkeit des erhärteten Betons gegen den Frost- bzw. Frost-Tausalzangriff. Über den Frost-Tausalz-Widerstand von Beton, den Zusatz von Luftporenbildnern und die Einflüsse auf die Luftporenbildung liegen zahlreiche Forschungsergebnisse vor [3 bis 12] und haben Eingang in das Vorschriftenwerk gefunden [13, 14]. Fahrbahndeckenbeton mit hohem Frost-Tausalz-Widerstand nach ZTV-Beton-StB muss danach einen ausreichend dichten Zementstein ($w/z \leq 0,50$) aufweisen, unter Verwendung einer Gesteinskörnung mit hohem Frostwiderstand

1 Introduction

Carriageway pavement concrete is treated with de-icing salt in winter and must therefore have a high resistance to freeze-thaw with de-icing salt. The basic preconditions for this are a sufficiently impermeable hardened cement paste and the use of an aggregate with high freeze-thaw resistance as well as the addition of an air-entraining agent that generates an adequate content of small air voids in the concrete. Unusual air void formations have been observed at individual road building sites in recent years, especially with high fresh concrete temperatures. A greatly increased air content was observed in the hardened concrete when compared with the fresh concrete. The Research Institute of the Cement Industry with financial support from the Association of German Construction Chemistry and the BMVBW (Federal Ministry for Traffic, Construction and Housing) has carried out extensive investigations in order to determine the reasons for this subsequent formation of air voids [1, 2].

2 Current state of knowledge

2.1 The use of air-entraining agents

The most important use of air-entraining agents is to increase the resistance of hardened concrete to attack by freeze-thaw or by freeze-thaw with de-icing salt. There are numerous research results available about the resistance of concrete to freeze-thaw with de-icing salt, the addition of air-entraining agents and the factors affecting the formation of air voids [3 to 12], and these have also been incorporated in the regulations [13, 14]. Carriageway pavement concrete with high resistance to freeze-thaw with de-icing salt complying with ZTV Beton-StB (Detailed Technical Specifi-

hergestellt werden und darüber hinaus einen Luftporenbildner enthalten, der einen ausreichenden Gehalt an kleinen Mikro-Luftporen im Beton erzeugt. Die Luftporen dienen als Ausweichraum zum Abbau des beim Gefrieren der Porenflüssigkeit entstehenden Drucks. Der Gehalt an kleinen Poren wird mit der Bestimmung des Mikro-Luftporengehaltes (alle Poren bis zu 300 µm) und des Abstandsfaktors am Festbeton beurteilt [15].

Der Abstandsfaktor ist ein aus einem idealisierten Porensystem abgeleiteter Kennwert für den Abstand eines Punktes des Zementsteins von der nächsten Luftpore. Der Gehalt an Mikro-Luftporen bis zu 300 µm Durchmesser muss danach mindestens 1,8 Vol.-% betragen und der Abstandsfaktor darf 0,20 mm nicht überschreiten [13, 14]. Umfangreiche Untersuchungen haben gezeigt, dass für den Nachweis eines ausreichenden Gehalts an kleinen Poren bei Verwendung eines geeigneten Luftporenbildners die Bestimmung des Gesamtluftgehalts am Frischbeton näherungsweise genügt. Dieser muss beispielsweise bei einem Größtkorn der Gesteinskörnung von 16 mm mindestens 4,0 Vol.-% (Einzelwert) bzw. 4,5 Vol.-% (Mittelwert) betragen. Weiche Betone und Betone mit Verflüssigern oder Fließmitteln weisen bei gleichem Gesamtluftgehalt wie steife Betone einen geringeren Gehalt an kleinen Luftporen < 300 µm auf [7]. Für diese Betone sind daher i.A. um 1 % erhöhte Luftgehalte einzuhalten [13, 14].

Geeignete luftporenbildende Zusatzmittel verbessern aber nicht nur den Frost-Tausalz-Widerstand des Betons, sondern können auch andere Betoneigenschaften verändern. Da Luftporen die Zementleimmenge erhöhen, kann die Verarbeitbarkeit des Frischbetons verbessert oder der Wasser- und gegebenenfalls auch der Mehlkorngelbalt des Betons vermindert werden. Außerdem wird die Neigung zum Entmischen und das Wasserabsondern des Betons verringert. Im Festbeton führt das erhöhte Porenvolumen im Zementstein zu einer Verringerung der Festigkeit [14, 16, 17]. Infolge des erhöhten Zementsteingehalts kann das Schwinden beim Austrocknen etwas vergrößert werden [18].

2.2 Wirkungsweise von Luftporenbildnern

2.2.1 Rohstoffe

Luftporenbildner gehören zu den grenzflächenaktiven Substanzen, den so genannten Tensiden. Durch die Zugabe von Luftporenbildnern werden die beim Mischen des Betons entstehenden Luftblasen stabilisiert, sodass sie im erhärteten Beton als kugelige Luftporen verbleiben. LP-Bildner werden an den Grenzflächen zwischen Luft und Anmachwasser adsorbiert und setzen die Grenzflächenspannung zwischen Wasser und Luft herab. Die gemeinsame Charakteristik aller Tenside ist ihr hydrophob-hydrophiler Molekülaufbau. Der hydrophobe Molekülteil besteht aus einer unpolaren verzweigten oder unverzweigten Kohlenwasserstoffkette. Der hydrophile polare Teil kann aus einer oder mehreren Carboxyl-, Sulfat- oder Sulfonat-Gruppen bestehen [19].

Als Grundstoffe für Luftporenbildner haben sich Seifen aus natürlichen Harzen (natürliche LP-Bildner) oder synthetische nicht-ionische oder ionische Tenside bewährt [20]. Harzseifen werden im Wesentlichen aus Tallharzen, Balsamharzen (Kolophonium), Wurzelharzen und Derivaten dieser natürlichen Harze gewonnen. Das Harz wird meist mit Kali- bzw. Natronlauge in die entsprechenden Harzseifen überführt. Die Wurzelharze bestehen aus einer unpolaren Kohlenwasserstoff-Kette und der polaren Carboxylat-Gruppe COONa. Als eigentlicher Wirkstoff der Wurzelharze wird das Natriumsalz der Abietinsäure genannt [19, 21]. Mit zunehmenden Mangel an natürlichen Wurzelharzen und zur Verbesserung der Luftporenbildung wurden synthetische Luftporenbildner eingesetzt. Als Rohstoffe werden im Wesentlichen Alkylpolyglykolethersulfate und Alkylsulfate bzw. -sulfonate verwendet [19, 20, 21]. Luftporenbildner bestehen selten aus reinen Grundstoffen, sondern sind meistens Gemische verschiedener Ausgangsstoffe [20].

2.2.2 Luftporenbildung

Die im Frischbeton gelösten Luftporenbildnermoleküle lagern sich an die Luftblasen an, die durch das Mischen eingetragen werden. Der polare hydrophile Teil ist dem Wasser (bzw. Zementleim) zugewandt, während der langkettige hydrophobe Teil in die Luftblase hineinragt. Während des Mischvorgangs werden laufend neue

cations for Road Concrete) must have a sufficiently impermeable hardened cement paste ($w/c \leq 0.50$) and be produced using an aggregate with high freeze-thaw resistance and in addition contain an air-entraining agent that generates a sufficient content of small micro air voids in the concrete. The air voids act as an escape area to relieve the pressure produced when the pore liquid freezes. The content of small pores is assessed by determining the micro air void content (all pores up to 300 µm) and the spacing factor in the hardened concrete [15].

The spacing factor is a parameter derived from an idealized pore system for the distance of a point in the hardened cement paste from the nearest air void. According to this the content of micro air voids up to a diameter of 300 µm must be at least 1.8 vol.-% and the spacing factor must not exceed 0.20 mm [13, 14]. Extensive investigations have shown that determination of the total air content in the fresh concrete is adequate as an approximation for demonstrating an adequate content of small pores when using a suitable air-entraining agent. For a maximum particle size of the aggregate of 16 mm, for example, this must be at least 4.0 vol.-% (single value) and 4.5 vol.-% (average value). For the same total air content soft concretes and concretes with superplasticizers or plasticizers have a lower content of small air pores < 300 µm than stiff concretes [7]. For these concretes it is therefore generally necessary to maintain a 1% higher air content [13, 14].

However, suitable air-entraining additives not only improve the resistance of the concrete to freeze-thaw with de-icing salt but can also change other concrete properties. Air voids increase the quantity of cement paste, so the workability of the fresh concrete can be improved or the water content, and possibly also the powder content of the concrete, can be reduced. The tendency to segregation and bleeding of the concrete is also reduced. In the hardened concrete the increased pore volume in the hardened cement paste leads to a reduction in strength [14, 16, 17]. The shrinkage on drying can be somewhat increased as a result of the increased content of hardened cement paste [18].

2.2 Mode of action of air-entraining agents

2.2.1 Raw materials

Air-entraining agents belong to the group of surface-active substances, the so-called tensides. The addition of air-entraining agents stabilizes the air bubbles produced during the mixing of the concrete with the result that they remain in the hardened concrete as spherical air voids. Air-entraining agents are adsorbed at the interfaces between air and mixing water and reduce the surface tension between water and air. The common characteristic of all tensides is their hydrophobic-hydrophilic molecular structure. The hydrophobic part of the molecule consists of a non-polar branched or unbranched hydrocarbon chain. The hydrophilic polar part can consist of one or more carboxyl, sulfate or sulfonate groups [19].

Soaps made from natural resins (natural air-entraining agents) or synthetic non-ionic or ionic tensides have proved successful as the basic materials for air-entraining agents [20]. Resin soaps are obtained mainly from tall resins, balsam resins (colophonium), wood resins and derivatives of these in natural resins. The resin is usually converted into the corresponding resin soap with potassium or sodium hydroxide. The wood resins consist of a non-polar hydrocarbon chain and the polar COONa carboxylate group. The sodium salt of abietic acid is said to be the actual active ingredient of the wood resins [19, 21]. Synthetic air-entraining agents have been used due to the increasing shortage of natural wood resins and to improve the formation of air voids. Alkylpolyglycol ether sulfates and alkyl sulfates or sulfonates are generally used as the raw materials [19, 20, 21]. Air-entraining agents rarely consist of pure basic materials and are usually mixtures of different primary materials [20].

2.2.2 Air void formation

The molecules of air-entraining agents dissolved in the fresh concrete build up at the air bubbles that are introduced by the mixing process. The polar, hydrophilic, part faces towards the water (or cement paste) while the long-chain, hydrophobic, part projects into the air bubble. New air pores are stabilized continuously during

Luftporen stabilisiert, bis der LP-Bildner verbraucht ist. Die Konzentration des im Frischbeton gelösten LP-Bildners kann durch Ausfällung oder Sorption an Feststoffen (Zement und Gesteinskörnungen) verringert werden. Eine Luftporenbildung ist nur möglich, wenn ein ausreichender Rest des LP-Bildners in Lösung verbleibt, um die während des Mischens des Betons eingeführte Luft zu stabilisieren [19]. Bei einigen Luftporenbildnern wird durch die Ausscheidung/Ausfällung von Calciumsalzen an den Grenzflächen der Luftporen deren Stabilität weiter verbessert [19, 22, 23].

2.3 Einflüsse auf die Luftporenbildung

Die durch den Luftporenbildner in den Beton eingeführten Luftporen sind in ihrer Menge und Porengrößenverteilung von der chemischen Zusammensetzung und Zugabemenge des verwendeten Zusatzmittels abhängig. Darüber hinaus wird die Wirksamkeit der LP-Bildner und damit die Luftporenbildung von zahlreichen anderen Faktoren wie z.B. den Ausgangsstoffen, der Betonzusammensetzung, der Betonherstellung und der Konsistenz des Betons beeinflusst [14]. Ebenfalls können unterschiedliche Frischbetontemperaturen [12] oder eine Kombination mit anderen Zusatzmitteln [7] zu veränderten Luftporengehalten und Luftporengrößenverteilungen führen.

So nimmt die erforderliche Zusatzmittelmenge zur Erzielung eines bestimmten Luftporengehalts mit erhöhtem Mehlkorn- bzw. Feinstsandgehalt (0/0,125 mm bzw. 0/0,250 mm) und abnehmendem w/z-Wert zu [10, 16]. Mehlfeine Zusatzstoffe können die Luftporenbildung behindern. Kohlenstoff, z.B. in der Flugasche, vermindert den Luftporengehalt [23, 24]. Ein geringerer Zementgehalt und Zemente mit geringer Mahlfeinheit [17, 25] oder hohem Alkaligehalt [26] erleichtern die Luftporenbildung. Die Verwendung von Hochofenzement oder Flugaschezement anstatt von Portlandzement erschwert die Luftporenbildung [17, 25]. Einen deutlichen Einfluss hat auch das Mischen des Betons. Eine höhere Mischintensität oder eine längere Mischzeit erhöhen den Luftporengehalt. Bei einer zu langen Mischzeit kann der Luftporengehalt durch das Austreiben einzelner größerer Luftporen wieder abfallen. Außerdem vermindert sich der Luftporengehalt bei gleichbleibender LP-Bildner-Zugabemenge mit steigender Frischbetontemperatur [12, 25] und steiferer Konsistenz [10, 11, 16].

Die Zugabemenge des Luftporenbildners wird in der Eigenschaftsprüfung festgelegt und ggf. während der Bauausführung an die baupraktischen Verhältnisse angepasst. Die Anforderungen an den Luftgehalt des Frischbetons und die Luftporenkennwerte sind in den Straßenbauvorschriften [13, 14] festgelegt. Die Luftporenbildner selbst müssen eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) aufweisen.

3 Ziel und Umfang der Versuche

An Luftporenbetonen mit unterschiedlichen Zusammensetzungen sollte untersucht werden, inwieweit unter baupraktischen Bedingungen die Wirkstoffart des Luftporenbildners, die Frischbetontemperatur oder die Betonzusammensetzung, insbesondere verschiedene Sieblinien, zu einer Änderung des Luftgehalts oder der Luftporengrößenverteilung führen können. Aus den Versuchsergebnissen sollten Empfehlungen für die Praxis abgeleitet werden, um bei der Herstellung von Luftporenbeton einen überhöhten Luftgehalt zu vermeiden.

Zunächst wurde an einer Betonzusammensetzung untersucht, inwieweit die Art und Zugabemenge der Luftporenbildner und die Mischintensität einen Einfluss auf die Luftporenbildung des Betons haben. Da vermutet wurde, dass die Wirkstoffart des Luftporenbildners die Luftporenbildung beeinflusst, wurden sechs handelsübliche Luftporenbildner-Konzentrate mit natürlicher bzw. mit synthetischer Wirkstoffbasis verwendet. Die Zugabemenge der sechs Luftporenbildner wurde in Vorversuchen so ausgewählt, dass der Luftgehalt des Frischbetons nach einer Mischzeit von 2 Minuten bei der gewählten Frischbetontemperatur rd. 5 Vol.-% betrug. Anschließend wurde die mischzeitabhängige Luftporenbildung mit der im Vorversuch ermittelten und einer demgegenüber doppelten Zugabemenge bestimmt. Danach wurden zwei Luftporenbildner mit möglichst typischem Verhalten ausgewählt und der Einfluss des Zements, der Frischbetontemperatur, des Feinstsand-

the mixing process until the air-entraining agent is consumed. The concentration of the air-entraining agents dissolved in the fresh concrete may be reduced by precipitation or sorption on solids (cement and aggregate particles). Air void formation is possible only if a sufficient residue of the air-entraining agent remains in solution to stabilize the air introduced during the mixing of the concrete [19]. With some air-entraining agents the stability is further improved by the precipitation/deposition of calcium salts at the interfaces of the air voids [19, 22, 23].

2.3 Factors affecting air void formation

The quantity and size distribution of the air voids introduced into the concrete by the air-entraining agents are dependent on the chemical composition and quantity of the additive used. In addition to this, the effectiveness of the air-entraining agent, and hence of the air void formation, is also influenced by numerous other factors, such as the starting materials, the concrete composition, the concrete production and the consistency of the concrete [14]. Different fresh concrete temperatures [12] or a combination with other admixtures [7] can also lead to altered air void contents and air void size distributions.

For example, the quantity of admixture needed to achieve a certain air void content increases with increased powder or fine sand content (0/0.125 mm and 0/0.250 mm respectively) and with decreasing w/c value [10, 16]. Ultrafine admixtures can hinder the formation of air voids. Carbon in the fly ash, for example, reduces the air void content [23, 24]. A lower cement content and cements with low fineness [17, 25] or high alkali content [26] assist the formation of air voids. The use of blastfurnace cement or fly ash cement instead of Portland cement makes air void formation more difficult [17, 25]. The mixing of the concrete also has a significant influence. A higher mixing intensity or a longer mixing time raises the air void content. With an excessively long mixing time the air void content can drop again due to the expulsion of individual large air voids. For the same level of addition of air-entraining agent the air void content also falls with rising fresh concrete temperature [12, 25] and stiffer consistency [10, 11, 16].

The quantity of air-entraining agent to be added is established in the suitability test and if necessary adjusted during the construction work to suit the actual site conditions. The requirements for the air content of the fresh concrete and the air void parameters are laid down in the road construction regulations [13, 14]. The air-entraining agent itself must have general building inspectorate approval from the DIBt (German Institute for Construction Technology).

3 Aim and extent of the tests

The intention was to examine air-entrained concretes with different compositions to find the extent to which the type of active ingredient in the air-entraining agent, the fresh concrete temperature and the concrete composition, especially different grading curves, can lead to a change in the air content or in the air void size distribution under practical site conditions. Practical recommendations were to be derived from the test results in order to avoid excessive air content when producing air-entrained concrete.

Initially, a concrete composition was examined to find the extent to which the type and quantity of air-entraining agent added and the mixing intensity can affect the air void formation in the concrete. It was assumed that the nature of the active ingredient in the air-entraining agent influences the air void formation so six normal commercial air-entraining agent concentrates based on natural or synthetic active ingredients were used. The quantities of the six air-entraining agents added were chosen in preliminary trials so that after a mixing time of 2 minutes the air content of the fresh concrete was about 5 vol.% at the chosen fresh concrete temperature. The air void formation was then determined as a function of the mixing time using the quantity determined in the preliminary trial and with double this quantity. Two air-entraining agents with the most typical behaviour patterns were then chosen and the influence of the cement, the fresh concrete temperature, the fine sand content, the w/c value and the superplasticizer addition on the air void formation was examined. The 28-day compressive strength

bzw. 30 °C) der Luftgehalt des Frischbetons ($5 \pm 0,5$) Vol.-% betrug. Zement und Gesteinskörnungen wurden in einem 200 l-Zwangsmischer 15 Sekunden trocken vorgemischt. Der LP-Bildner wurde unmittelbar vor dem Mischen des Betons dem Zugabewasser zugegeben. Die Mischzeit nach Zugabe aller Bestandteile betrug 2 Minuten.

In orientierenden Versuchen wurde Fließmittel auf zwei unterschiedliche Arten zugegeben. Das Fließmittel wurde bei der ersten Zugabeart zeitgleich mit dem Zugabewasser, das bereits den LP-Bildner enthielt und bei der zweiten Zugabeart eine Minute nach Zugabe des LP-Bildners zugegeben. Bei beiden Varianten betrug die Gesamtmischzeit des Betons zwei Minuten. 10 Minuten nach der Herstellung wurden für die Festbetonprüfungen für jede Mischung in Stahlformen folgende Probekörper hergestellt:

- Drei Würfel (150 mm Kantenlänge) zur Bestimmung der Druckfestigkeit nach 28 Tagen
- Ein Würfel (150 mm Kantenlänge) zur Bestimmung der Luftporenkennwerte am Festbeton

Alle Probekörper und der Luftporenopf bzw. der Verdichtungskasten wurden auf dem Rütteltisch verdichtet.

b) Lagerung

Die für die Druckfestigkeitsprüfung hergestellten Probekörper wurden entsprechend DIN 1048 gelagert. Die für die Bestimmung der Luftporenkennwerte vorgesehenen Probekörper wurden nach dem Entformen (1 Tag) bis zum Alter von 7 Tagen unter Wasser und danach im Klimaraum bei rd. 20 °C und rd. 65 % relativer Luftfeuchte bis zu dem Zeitpunkt gelagert, an dem aus den Würfeln die Scheiben für die Bestimmung der LP-Kennwerte am Festbeton entnommen wurden.

c) Prüfungen

Beim Frischbeton wurde jeweils 10 Minuten nach der Herstellung des Betons das Verdichtungsmaß sowie der Luftgehalt im Drucktopf entsprechend DIN 1048-1 bestimmt. Beim Festbeton wurde die Druckfestigkeit nach DIN 1048 an drei Würfeln mit 150 mm Kantenlänge im Alter von 28 Tagen geprüft. An ausgewählten Betonen wurden die Luftporenkennwerte am Festbeton in Anlehnung an [15] bestimmt.

4.3.2 Luftporenbildung in Abhängigkeit von der Mischzeit

a) Herstellung

Der Luftporenbildner wurde in der im Vorversuch ermittelten „normalen“ (Tafel 4) bzw. mit erhöhter (doppelter) Zugabemenge unmittelbar vor dem Mischen des Betons dem Zugabewasser zugegeben. Nach Zugabe aller Bestandteile wurde der Beton 30 Sekunden gemischt, anschließend der Mischer kurz angehalten, Beton für die Prüfung des Luftgehalts mit dem Drucktopf entnommen und unmittelbar der Luftgehalt bestimmt. Sofort nach der Entnahme des Betons aus dem Mischer wurde der Restbeton weiter gemischt und die Prüfung des Luftgehalts nach unterschiedlichen Gesamtmischzeiten wiederholt. Für die Bestimmung der Luftporenkennwerte am Festbeton bei einfacher und doppelter Zugabemenge wurde nach einer Mischzeit von 30 Sekunden, 2 Minuten und 6 Minuten jeweils ein Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm hergestellt (Lagerung siehe 4.3.1).

b) Prüfungen

Der Luftgehalt des Frischbetons wurde nach DIN 1048-1 nach Mischzeiten von 30 Sekunden, sowie 1, 2, 4, 6, 8, 10 und ggf. 15 Minuten bestimmt. Beim Festbeton wurden die Luftporenkennwerte an Würfeln bestimmt. Dafür wurden ausgewählte Mischungen verwendet, die nach Mischzeiten von 30 Sekunden, 2 Minuten bzw. 6 Minuten hergestellt worden waren (Prüfung siehe 4.3.1).

5 Darstellung und Diskussion der Versuchsergebnisse

5.1 Konsistenz und Druckfestigkeit der Betone

Im Rahmen der Vorversuche zur Einstellung der LP-Bildner-Zugabemengen wurde die Konsistenz mit dem Verdichtungskasten und die 28-Tage-Druckfestigkeit bestimmt.

a) Konsistenz

Das Verdichtungsmaß lag 10 Minuten nach der Herstellung zwischen 1,08 und 1,41 (Tafel 4). Durch den LP-Bildner be-

($5 \pm 0,5$) vol.%. The cement and aggregates were pre-mixed dry for 15 seconds in a 200 l mechanical mixer. The air-entraining agent was added to the mixing water immediately before the concrete was mixed. The mixing time after addition of all constituents was 2 minutes.

In preliminary investigative tests the superplasticizer was added in two different ways. For the first type of addition the superplasticizer was added with the mixing water that already contained the air-entraining agent, and for the second type of addition it was added one minute after addition of the air-entraining agent. For both variants the total mixing time of the concrete was two minutes. 10 minutes after production the following test pieces were produced in steel moulds from each mix for the hardened concrete tests:

- Three cubes (150 mm edge length) for determining the compressive strength after 28 days
- One cube (150 mm edge length) for determining the air void parameters in the hardened concrete

All test pieces and the air void test vessel or the compaction box were compacted on the vibrating table.

b) Storage

The test pieces produced for the compressive strength test were stored in accordance with DIN 1048. After demoulding (1 day) the test pieces intended for determination of the air void parameters were stored under water until 7 days old and then in a climatic chamber at about 20 °C and about 65 % relative air humidity until slices were taken from the cubes to determine the air void parameters in the hardened concrete.

c) Tests

In each case the degree of compaction and the air content of the fresh concrete were determined in the compression box in accordance with DIN 1048-1 ten minutes after production of the concrete. For the hardened concrete the compressive strength as defined in DIN 1048 was tested on three cubes with 150 mm edge length at 28 days. The air void parameters in the hardened concrete were determined on selected concretes using the procedure in [15].

4.3.2 Air void formation as a function of mixing time

a) Production

The air-entraining agents were added to the mixing water immediately before mixing the concrete either in the “normal” quantity determined in the preliminary test (Table 4) or with increased (double) quantity. After addition of all constituents the concrete was mixed for 30 seconds, the mixer was then stopped briefly, concrete was removed for testing the air content with the pressure vessel and the air content was determined immediately. Directly after removal of the concrete from the mixer the rest of the concrete was mixed further and the testing of the air content was repeated after different total mixing times. One cube with edge length of 150 mm was produced after each of the mixing times of 30 seconds, 2 minutes and 6 minutes (see 4.3.1 for storage conditions) for determining the air void parameters in the hardened concrete with single and double addition quantities.

b) Testing

The air content of the fresh concrete was determined in accordance with DIN 1048-1 after mixing times of 30 seconds and 1, 2, 4, 6, 8, 10 and, where, necessary 15 minutes. The air void parameters in the cubes were determined for the hardened concrete. Selected mixes that had been produced after mixing times of 30 seconds, 2 minutes or 6 minutes (see 4.3.1 for testing) were chosen for this purpose.

5 Presentation and discussion of the test results

5.1 Consistency and compressive strength of the concretes

The consistencies were determined with compaction boxes and the 28-day compressive strengths were measured during the preliminary tests for setting the quantity of air-entraining agent to be added.

a) Consistency

10 min after production the degree of compaction lay between 1.08 and 1.41 (Table 4). There were no detectable differences

Tafel 4: Ergebnisse der Frisch- und Festbetonprüfungen in Abhängigkeit von der Mischungszusammensetzung (Zementgehalt 350 kg/m³)
 Table 4: Results of fresh and hardened concrete tests as a function of mix composition (cement content 350 kg/m³)

Nr.	Zementart 32,5 R	Werk work	w/z	Feinstsand- gehalt Fine sand content [kg/m³]	Frischbeton- temperatur Fresh concrete temperature [°C]	LP-Bildner Zugabemenge AEA addition [% v.z.]		Luftporen- gehalt Air content [Vol.-%]		Verdichtungs- maß Degree of compaction [-]		28-Tage- Druckfestigkeit Compressive strength [N/mm²]	
M1	CEM I	B1	0,45	92	20	N1: 0,054		4,8		1,32		50,6	
M2	CEM I	B1	0,45	92	20	N2: 0,046		5,2		1,29		46,4	
M3	CEM I	B1	0,45	92	20	N3: 0,056		5,0		1,33		48,2	
M4	CEM I	B1	0,45	92	20	S1: 0,036		4,9		1,26		46,7	
M5	CEM I	B1	0,45	92	20	S2: 0,039		4,8		1,28		47,7	
M6	CEM I	B1	0,45	92	20	S3: 0,058		4,6		1,31		48,6	
Mischungen M7a bis M21a: LP-Bildner N1 / Mixes M7a to M21a: air-entraining agent N1 Mischungen M7b bis M21b: LP-Bildner S2 / Mixes M7b to M21b: air-entraining agent S2						N1	S2	N1	S2	N1	S2	N1	S2
M7a/b	CEM I	B2	0,45	30	20	0,035	0,024	5,4	5,3	1,20	1,25	44,3	46,6
M8a/b	CEM I	B2	0,45	53	20	0,045	0,032	4,8	5,0	1,27	1,29	49,2	50,0
M9a/b	CEM I	B2	0,45	92	20	0,061	0,041	5,0	4,8	1,31	1,30	47,9	47,1
M10a/b	CEM I	B2	0,45	133	20	0,061	0,035	4,7	4,9	1,32	1,38	46,5	48,9
M11a/b	CEM I	A	0,45	92	20	0,042	0,025	4,9	5,0	1,24	1,31	47,9	49,2
M12a/b	CEM I	C	0,45	92	20	0,061	0,041	4,8	4,6	1,22	1,26	46,2	49,1
M13a/b	CEM I	B2	0,45	92	10	0,035	0,020	4,8	4,8	1,19	1,22	48,9	50,3
M14a/b	CEM I	B2	0,45	92	30	0,110	0,060	5,5	5,5	1,34	1,30	44,5	44,5
M15a/b	CEM II/B-S	B3	0,45	92	20	0,046	0,035	4,7	5,5	1,28	1,27	45,3	44,3
M16a/b	CEM II/A-LL	A	0,45	92	20	0,037	0,023	5,2	5,0	1,16	1,16	44,8	45,3
M17a/b	CEM I	B3	0,40	92	20	0,100	0,050	5,1	5,0	1,41	1,38	53,4	55,1
M18a/b	CEM I	B3	0,45	92	20	0,051	0,033	4,8	5,4	1,29	1,25	49,1	44,5
M19a/b	CEM I	B3	0,50	92	20	0,041	0,024	5,1	5,4	1,09	1,08	36,8	37,3
M20a/b ¹⁾	CEM I	B3	0,40	92	20	0,055	0,032	5,1	5,0	1,12	1,17	59,0	58,9
M21a/b ²⁾	CEM I	B3	0,40	92	20	0,100	0,040	5,0	5,0	1,11	1,10	57,8	58,5

¹⁾ Fließmittel-Zugabemenge bei sofortiger Zugabe / Addition of superplasticizer when starting mixing: 20a (N1): 4,2 % v.z., 20b (S2): 4,2 % v.z.

²⁾ Fließmittel-Zugabemenge nach einminütiger Mischzeit / Addition of superplasticizer after a mixing time of 1 minute: 21a (N1): 2,5 % v.z., 21b (S2): 2,8 % v.z.

dingte Unterschiede waren nicht erkennbar. Erwartungsgemäß stieg das Verdichtungsmaß mit

- erhöhtem Durchgang des Sands durch das 0,25-mm-Sieb und somit höherem Feinstsandgehalt des Betons (M7, M8, M9, M10)
- höherer Frischbetontemperatur (M13, M9, M14) und
- geringerem Leimgehalt und gleichzeitig steiferem Leim (geringerer w/z-Wert bei gleichbleibendem Zementgehalt: M17, M18, M19).

Im Vergleich zum entsprechenden Portlandzement-Beton verringerte sich das Verdichtungsmaß beim Beton mit Portlandkalksteinzement (M11 zu M16), während bei dem Beton mit hüttensandhaltigem Zement (M18 zu M15) kein nennenswerter Unterschied zum Portlandzement auftrat. Durch relativ hohe Fließmittelzugaben (3 M.-% bis 4 M.-% v.z., Tafel 4) konnte das Verdichtungsmaß der Betone mit dem Wasserzementwert von 0,40 von rd. 1,40 (M17) auf rd. 1,15 (M20, M21) reduziert werden. Am stärksten wurde die Konsistenz von der Frischbetontemperatur und dem Leimgehalt (w/z-Wert) beeinflusst.

b) Druckfestigkeit

Die 28-Tage-Druckfestigkeit der Betone (Tafel 4) lag bei dem Wasserzementwert von 0,45 zwischen rd. 44 N/mm² und 50 N/mm² und erfüllte damit die Anforderungen der ZTV Beton an einen Beton der Bauklasse SV. Die Druckfestigkeit wurde durch die Wirkstoffart des LP-Bildners oder eine Fließmittelzugabe (M20, M21) nicht nennenswert beeinflusst. Erwartungsgemäß stieg die Druckfestigkeit mit sinkendem Wasserzementwert.

caused by the air-entraining agents. As expected, the degree of compaction increased with:

- increased quantity of sand passing through the 0.25 mm screen and hence higher fine sand content in the concrete (M7, M8, M9, M10),
- higher fresh concrete temperature (M13, M9, M14), and
- lower paste content and at the same time stiffer paste (lower w/c ratio with constant cement content: M17, M18, M19).

When compared to the corresponding Portland cement concrete the concretes made with Portland limestone cement (M11 to M16) had lower degrees of compaction, while no appreciable difference appeared from the Portland cement with the concretes made with cement containing blastfurnace slag (M18 to M15). The degree of compaction of about 1.40 (M17) of the concretes with a water/cement ratio of 0.40 was reduced to about 1.15 (M20, M21) by relatively large additions of superplasticizers (3 wt.% to 4 wt.% relative to the cement, Table 4). The consistency was most strongly affected by the fresh concrete temperature and the paste content (w/c ratio).

b) Compressive strength

The 28-day compressive strengths of the concretes (Table 4) with a water/cement ratio of 0.45 lay between about 44 N/mm² and 50 N/mm² and therefore fulfilled the requirements of ZTV Beton for concretes of the SV construction class. The compressive strength was not appreciably affected by the type of active ingredient in the air-entraining agent or by addition of superplasticizers (M20, M21). As expected, the compressive strength rose with falling water/cement ratio.

5.2 Einfluss des Luftporenbildners auf die Luftporenbildung

5.2.1 Erforderliche Luftporenbildner-Zugabemenge

Die im Vorversuch ermittelte erforderliche Zugabemenge zur Erzielung des Luftgehalts von 5 Vol.-% betrug in Abhängigkeit des LP-Bildners zwischen 0,036 % und 0,058 % des Zementgewichts (Tafel 4). Ein Einfluss des Feststoffgehalts (Tafel 1: 0,6 M.-% bis 21,7 M.-%) bzw. der Wirkstoffart des LP-Bildners auf die Zugabemenge konnte nicht festgestellt werden.

5.2.2 Luftporenkennwerte

Die am Festbeton ermittelten Kennwerte sind in Abhängigkeit des LP-Bildners in Tafel 5 zusammengestellt und erfüllen die Anforderungen des Vorschriftenwerks. Die Abstandsfaktoren liegen zwischen 0,14 mm und 0,18 mm (Anforderung höchstens 0,20 mm); die Mikro-Luftporengehalte zwischen 2,1 Vol.-% und 2,6 Vol.-% (Anforderung mindestens 1,8 Vol.-%). Bezieht man den Anteil der Mikro-Luftporen auf den Gesamtluftgehalt, zeigt sich bei den LP-Bildnern mit synthetischer Wirkstoffbasis ein etwas höherer Anteil der Mikroluftporen am Gesamtluftgehalt (Tafel 5).

5.2.3 Mischzeitabhängige Luftporenbildung

Die Abhängigkeit der Luftporenbildung von der Mischzeit des Betons ist in Bild 1 für die Luftporenbildner mit natürlicher Wirkstoffbasis und in Bild 2 für die Luftporenbildner mit synthetischer Wirkstoffbasis dargestellt. Dabei wurde die im Vorversuch ermittelte normale und eine demgegenüber verdoppelte Zugabemenge verwendet.

Bei normaler Zugabemenge zeigten die Betone mit allen sechs Luftporenbildnern ein nahezu gleichartiges Verhalten. Der angestrebte Luftgehalt von rd. 5 % wurde nach einer Mischzeit von einer Minute erreicht. Mit zunehmender Mischzeit wurden z.T. vereinzelt Luftporen ausgetrieben, sodass der Luftgehalt geringfügig abfiel.

Bei doppelter Zugabemenge zeigte sich ein unterschiedliches Verhalten. Bei Betonen mit den Luftporenbildnern N1 und N2 erhöhten sich die Luftgehalte nur um rd. 2 % auf rd. 7 %. Nach einer Mischzeit von max. rd. einer Minute änderte sich der Luftgehalt nicht mehr. Bei den Betonen mit den Luftporenbildnern N3, S1 und S3 stieg der Luftgehalt auf das zwei- bis dreifache und beim Beton mit dem Luftporenbildner S2 auf über das vierfache des Luftgehalts der normalen Zugabemenge an. Es waren deutlich längere Mischzeiten erforderlich, bis der gesamte Luftporenbildner aufgeschlossen war und sich ein konstanter Luftgehalt einstellte. Das Verhalten der Luftporenbildner konnte aber nicht systematisch einer bestimmten Wirkstoffart – synthetisch oder natürlich – zugeordnet werden.

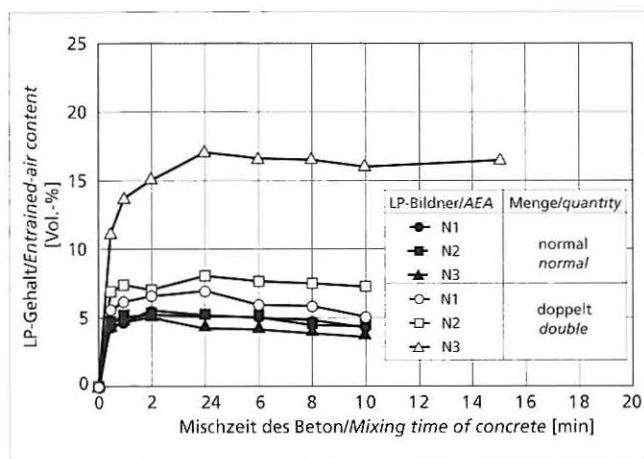


Bild 1: Entwicklung des Luftgehalts des Frischbetons in Abhängigkeit von der Mischzeit und der Zugabemenge der Luftporenbildner mit natürlichem Wirkstoff

Figure 1: Development of the air content of the fresh concrete as a function of the mixing time and quantity of air-entraining agent with natural active ingredient

Tafel 5: Luftporenkennwerte am Festbeton in Abhängigkeit vom LP-Bildner

Table 5: Air void parameters in the hardened concrete as a function of the air-entraining agent

LP-Bildner/Mischung AEA/Mixture	Luftporenkennwerte Air-void parameters			
	AF [mm]	L 300 [Vol.-%]	L _a [Vol.-%]	L 300/L _a ¹⁾ [-]
N1 (M1)	0,15	2,3	5,2	0,44
N2 (M2)	0,14	2,1	5,7	0,37
N3 (M3)	0,17	2,1	5,4	0,39
S1 (M4)	0,14	2,3	4,5	0,51
S2 (M5)	0,18	2,6	5,8	0,45
S3 (M6)	0,15	2,1	4,6	0,46

¹⁾ auf Luftgehalt bezogener Mikro-Luftporengehalt
Micro-air-void content in relation to total air content

5.2 Influence of the air-entraining agent on air void formation

5.2.1 Quantity of air-entraining agent required

Depending on the air-entraining agent the quantity, determined in the preliminary trial, that was needed to achieve an air content of 5 vol.% lay between 0.036 % and 0.058 % of the cement weight (Table 4). The solids content (Table 1: 0.6 wt.% to 21.7 wt.%) and the type of active ingredient in the air-entraining agent had no detectable influence on the quantity to be added.

5.2.2 Air void parameters

The parameters measured on the hardened concrete are listed in Table 5 as a function of the air-entraining agent and fulfil the requirements of the regulations. The spacing factors lie between 0.14 mm and 0.18 mm (requirement: not more than 0.20 mm) and the micro air void contents lie between 2.1 vol.% and 2.6 vol.% (requirement: at least 1.8 vol.%). When the proportion of micro air voids is related to the total air content the air-entraining agents based on synthetic active ingredients give a somewhat higher proportion of micro air voids in the total air content (Table 5).

5.2.3 Air void formation as a function of mixing time

The dependence of the formation of air voids on the mixing time of the concrete is shown in Figure 1 for the air-entraining agents based on natural active ingredients and in Figure 2 for the air-en-

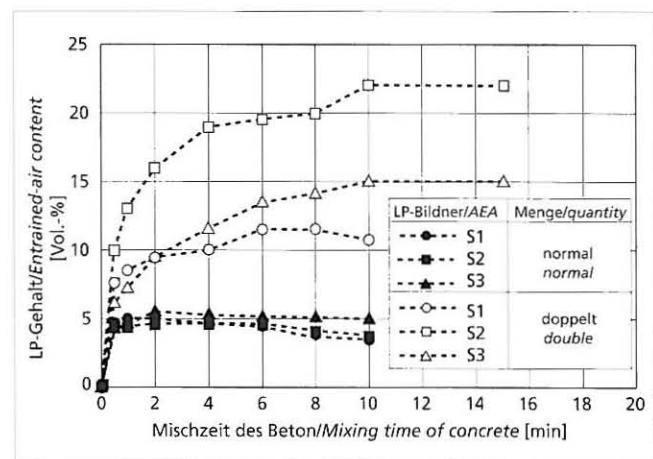


Bild 2: Entwicklung des Luftgehalts des Frischbetons in Abhängigkeit von der Mischzeit und der Zugabemenge der Luftporenbildner mit synthetischem Wirkstoff

Figure 2: Development of the air content of the fresh concrete as a function of the mixing time and quantity of air-entraining agent with synthetic active ingredient

5.3 Einfluss der Mischungszusammensetzung und der Frischbetontemperatur auf die Luftporenbildung

Im Folgenden wird der Einfluss von Zement, Sieblinie, w/z-Wert, Fließmittelzugabe und Frischbetontemperatur unter Berücksichtigung der Wirkstoffbasis des LP-Bildners untersucht. Um den Versuchsaufwand zu begrenzen, wurden zwei Luftporenbildner mit möglichst typischem Verhalten ausgewählt: Der Luftporenbildner N1 mit einem geringen Anstieg des Luftgehalts bei doppelter Zugabemenge und der Luftporenbildner S2 mit einem starken Anstieg des Luftgehalts bei doppelter Zugabemenge.

5.3.1 Erforderliche Luftporenbildner-Zugabemenge

Die erforderlichen LP-Bildner-Zugabemengen für einen Luftgehalt von rd. 5 Vol.-% sind in Bild 3 in Abhängigkeit der untersuchten Parameter: Zement, Sand, Temperatur, w/z-Wert und Fließmittelzugabe dargestellt. Um die Übersichtlichkeit zu verbessern, werden die Standardbetone (M9 bzw. M18) immer mitaufgeführt und erscheinen daher mehrmals. Obwohl die beiden LP-Bildner unterschiedliche Wirkstoffarten aufweisen, wirken sich die o.g. Parameter gleichartig auf die Veränderung der erforderlichen Zugabemengen aus. Die erforderliche Zugabemenge beider LP-Bildner musste gesteigert werden bei:

- erhöhtem Durchgang des Sands 0/2 durch das 0,25 mm-Sieb und somit höherem Feinstsandgehalt des Betons (M7, M8, M9, M10)
- höherer Frischbetontemperatur (M13, M9, M14)
- geringerem Leimgehalt und gleichzeitig steiferem Leim (geringerer w/z-Wert bei gleichbleibendem Zementgehalt: M17, M18, M19).

Bei den Betonen mit unterschiedlichen Portlandzementen (M11, M9, M18, M12) wurden unterschiedliche Zugabemengen festgestellt. Ob diese Unterschiede auf physikalische (z.B. Mahlfineinheit) oder chemische Kennwerte der Zemente zurückzuführen sind, kann wegen der geringen Anzahl der geprüften Zemente nicht angegeben werden. Die Verwendung von CEM II-Zement (M15, M16) anstelle von CEM I-Zement (M18, M11) hatte keinen nennenswerten Einfluss auf die Zugabemenge.

Betone mit steiferer Konsistenz erforderten wesentlich höhere Zugabemengen. Die Absenkung des w/z-Werts von 0,50 (M19) auf 0,40 (M17) bei gleichbleibendem Zementgehalt bewirkte eine

training agents based on synthetic active ingredients. The normal addition quantity determined in the preliminary trial and double this quantity were used.

For the normal addition quantity the concretes showed virtually the same behaviour with all six air-entraining agents. The requisite air content of about 5 % was reached after a mixing time of 1 minute. In some cases individual air voids were driven out with increasing mixing time so that the air content dropped slightly.

A different behaviour pattern occurred with double the addition quantity. With concretes made with air-entraining agents N1 and N2 the air void contents increased by only about 2 % to about 7 %. There was no further change in the air content after a mixing time of a maximum of about one minute. With the concretes made with the air-entraining agents N3, S1 and S3 the air content increased to two- to three-times, and with concrete made with the air-entraining agent S2 to over four-times, the air content obtained with the normal addition quantity. It was clear that longer mixing times were necessary before all the air-entraining agent was broken down and a constant air content was obtained. However, it was not possible to assign the behaviour patterns of the air-entraining agents systematically to a certain type of active ingredient – synthetic or natural.

5.3 Influence of mix composition and fresh concrete temperature on air void formation

The influence of the cement, grading curve, w/c ratio, superplasticizer addition and fresh concrete temperature is investigated below while taking the basic active ingredient of the air-entraining agent into account. Two air-entraining agents with the most typical behaviour patterns were chosen in order to limit the amount of testing: air-entraining agent N1 with a small rise in air content when double the quantity is used and air-entraining agent S2 with a sharp rise in the air content with double the quantity.

5.3.1 Required quantity of air-entraining agent

The quantities of air-entraining agents required to give an air content of about 5 vol.% are shown in Figure 3 as a function of the parameters investigated, namely cement, sand, temperature, w/c ratio and superplasticizer addition. To improve the general clarity the standard concretes (M9 and M18) are always included in the lists and therefore appear several times. Although the two air-entraining agents have different types of active ingredient the above-mentioned parameters have the same effect on the change of the quantity required. The quantity of the two air-entraining agents required had to be increased for:

- increased quantity of 0/2 sand passing through the 0.25 mm screen and therefore higher fine sand content of the concrete (M7, M8, M9, M10)
- higher fresh concrete temperature (M13, M9, M14)
- lower paste content and at the same time stiffer paste (lower w/c ratio for the same cement content: M17, M18, M19).

Different quantities were established for the concretes made with different Portland cements (M11, M9, M18, M12). Whether these differences are attributable to physical (e.g. fineness) or chemical parameters of the cements cannot be stated because of the small number of cements tested. The use of CEM II cement (M15, M16) instead of CEM I cement (M18, M11) had no appreciable influence on the quantity required.

Substantially higher quantities were required for concretes with stiffer consistencies. The reduction of the w/c ratio from 0.50 (M19) to 0.40 (M17) for the same cement content resulted in a reduction in the paste content and a stiffer consistency of the paste itself and required at least twice the quantity of air-entraining agent. The fresh concrete temperature had the greatest influence. A rise in the fresh concrete temperature from 10 °C (M13) to 30 °C (M14) required approximately three times the amount of air-entraining agent. An additional chemical effect on the temperature (interaction of air-entraining agent with hydration products that are produced to varying extents depending on the temperature) also has to be taken into account where appropriate.

A higher fine sand content also leads to a stiffer consistency. A high 0/0.25 mm fine sand content means that less interstitial space

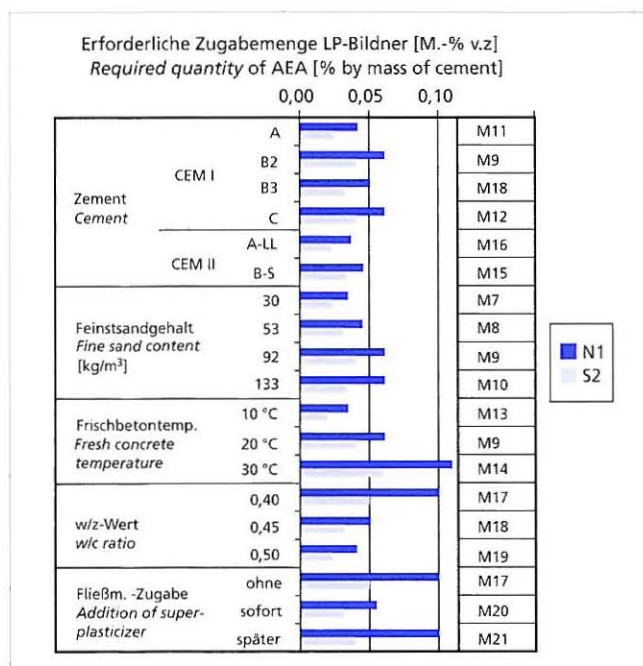


Bild 3: Zugabemenge der LP-Bildner N1 und S2 in Abhängigkeit der Mischungszusammensetzung und der Frischbetontemperatur (Gesamtluftporengehalt rd. 5 Vol.-%)

Figure 3: Quantity of air-entraining agents N1 and S2 as a function of the mix composition and the fresh concrete temperature (total air-void content about 5 vol.-%)

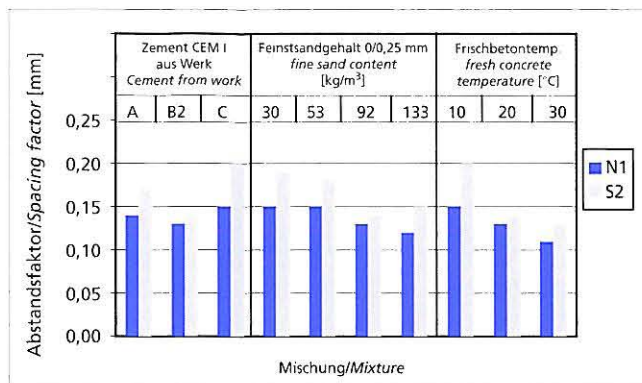


Bild 4: Abstandsfaktor in Abhängigkeit vom Zement, vom Feinstsandgehalt und von der Frischbetontemperatur bei Verwendung der Luftporenbildner N1 und S2 (Gesamtluftporengehalt rd. 5 Vol.-%)

Figure 4: Spacing factor as a function of the cement, fine sand content and of the fresh concrete temperature when using air-entraining agents N1 and S2 (total air-void content about 5 vol.-%)

Verringerung des Leimgehalts und eine steifere Konsistenz des Leims selbst und erforderte mindestens eine Verdoppelung der erforderlichen LP-Bildner-Zugabemenge. Den stärksten Einfluss hatte die Frischbetontemperatur. Ein Anstieg der Frischbetontemperatur von 10 °C (M13) auf 30 °C (M14) erforderte sogar ungefähr eine Verdreifachung der erforderlichen LP-Bildner-Zugabemenge. Bei der Temperatur muss gegebenenfalls ein zusätzlicher chemischer Einfluss (Zusammenwirken von LP-Bildner und temperaturabhängig unterschiedlich stark entstehender Hydratationsprodukte) berücksichtigt werden.

Ein höherer Feinstsandanteil führt ebenfalls zu einer steiferen Konsistenz. Bei einem hohen Feinstsandgehalt 0/0,25 mm sind zudem für die Einführung der Mikroluftporen (< 300 µm) weniger Zwischenräume im Korngerüst vorhanden. In einem Beton mit einem hohen Anteil an Sand der Korngruppe 0,25/1 mm (z.B. M7) lagern sich die Mikroluftporen in die Zwischenräume des Korngerüsts an. Da die Luftporenbildung erleichtert wird, kann die LP-Bildner-Zugabemenge gesenkt werden.

Wenn gleichzeitig mit dem Luftporenbildner ein Fließmittel zugegeben wurde, konnte die LP-Bildner-Zugabemenge im Vergleich zum Beton ohne Fließmittelzugabe verringert werden (M20 im Vergleich zu M17). Die weichere Konsistenz des Betons erleichterte die Luftporenbildung. Wenn erst der LP-Bildner und anschließend das Fließmittel (M21 im Vergleich zu M17) zugegeben wurde, änderte sich die erforderliche Zugabemenge des LP-

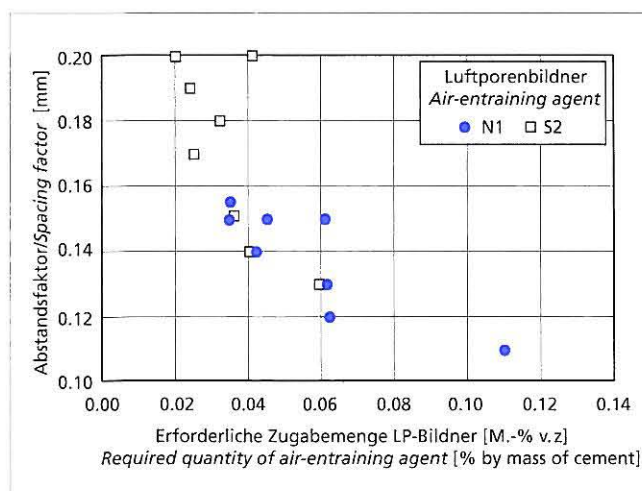


Bild 6: Abstandsfaktor in Abhängigkeit von der Zugabemenge der Luftporenbildner (Gesamtluftporengehalt rd. 5 Vol.-%)

Figure 6: Spacing factor as a function of the quantity of air-entraining agents (total air-void content about 5 vol.-%)

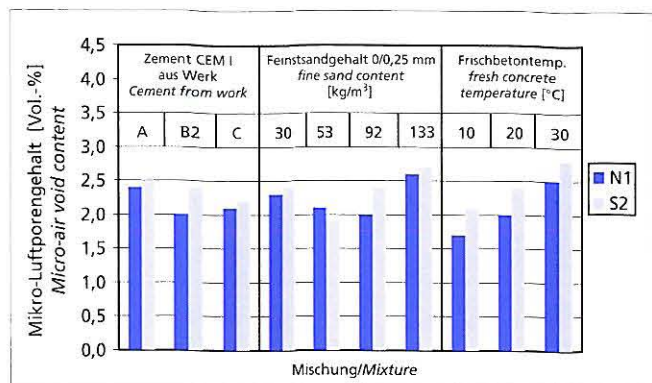


Bild 5: Mikro-Luftporengehalt in Abhängigkeit vom Zement, vom Feinstsandgehalt und von der Frischbetontemperatur bei Verwendung der Luftporenbildner N1 und S2 (Gesamtluftporengehalt rd. 5 Vol.-%)

Figure 5: Micro air-void content as a function of the cement, fine sand content and of the fresh concrete temperature when using air-entraining agents N1 and S2 (total air-void content about 5 vol.-%)

is available in the granular skeleton for the introduction of micro air voids (< 300 µm). In a concrete with a high proportion of sand in the 0,25/1 mm size group (e.g. M7) the micro air voids accumulate in the interstitial spaces of the granular skeleton. The formation of air voids is made easier so the quantity of air-entraining agent added can be reduced.

When a superplasticizer was added at the same time as the air-entraining agent it was possible to reduce the quantity of air-entraining agent added when compared to concrete without superplasticizer (M20 in comparison with M17). The softer consistency of the concrete assisted the formation of air voids. When the air-entraining agent was added first followed subsequently by the superplasticizer (M21 in comparison with M17) there was hardly any change in the quantity of air-entraining agent required as the air void system had to form in the stiff initial concrete.

5.3.2 Air void parameters

The air void parameters, namely spacing factor (Figure 4) and micro air void content (Figure 5), were determined on the concretes made with different Portland cements, fine sand contents and fresh concrete temperatures. All the concretes tested complied with the spacing factor $\leq 0,20$ mm required in the suitability test. Only one mix with a fresh concrete temperature of 10 °C (M 13a) that had a micro air void content of 1,7 vol.% was slightly below the required value of $\geq 1,8$ vol.%. As a whole, the differences are not very large and therefore not of practical relevance. For the mixes made with air-entraining agent N1 with a small increase in the air content with double the quantity the spacing factors and the micro air void contents were both somewhat smaller than for the comparable mixes made with air-entraining agent S2 with a sharp increase in air content for double the quantity. Evaluation of the pore size distributions showed that, as a rule, the proportion of small pores < 50 µm was somewhat lower and the proportion of pores < 300 µm was somewhat higher in concretes made with air-entraining agent N1. With air-entraining agent N1 somewhat more small pores < 50 µm with correspondingly smaller spacing factors (Figure 4) and fewer pores up to 300 µm are produced than with air-entraining agent S2, which would explain the higher micro air void content with air-entraining agent S2 (Figure 5).

The air void parameters were not affected by the cement. The spacing factor was somewhat reduced with increasing fine sand content while no consistent trend could be recognized for the micro air void content. The fresh concrete temperature had the relatively greatest influence. This same tendency occurred with both air-entraining agents.

For stiff concretes, such as the concrete with a high fresh concrete temperature of 30 °C, the quantity of air-entraining agent had to be greatly increased to achieve the required air content of 5 % (Figure 3). At the same time, the smallest spacing factors of

Bildners kaum, da das Luftporensystem im steifen Ausgangsbeton gebildet werden musste.

5.3.2 Luftporenkennwerte

An den Betonen mit unterschiedlichen Portlandzementen, Feinstsandgehalten und Frischbetontemperaturen wurden die Luftporenkennwerte: Abstandsfaktor (Bild 4) und Mikro-Luftporengehalt (Bild 5) bestimmt. Der in der Eignungsprüfung geforderte Abstandsfaktor $\leq 0,20$ mm wurde von allen geprüften Betonen eingehalten. Beim Mikro-Luftporengehalt wurde der geforderte Wert von $\geq 1,8$ Vol.-% nur bei einer Mischung mit einer Frischbetontemperatur von 10°C (M13a) mit 1,7 Vol.-% geringfügig unterschritten. Insgesamt sind die Unterschiede nicht sehr groß und daher nicht praxisrelevant. Bei den Mischungen mit dem LP-Bildner N1 mit geringer Erhöhung des Luftgehalts bei doppelter Zugabemenge waren sowohl die Abstandsfaktoren und die Mikro-Luftporengehalte etwas kleiner als bei den vergleichbaren Mischungen mit dem LP-Bildner S2 mit starker Erhöhung des Luftgehalts bei doppelter Zugabemenge. Die Auswertung der Porengrößenverteilungen zeigte, dass i.d.R. bei den Betonen mit dem LP-Bildner S2 der Anteil an kleinen Poren $< 50\ \mu\text{m}$ etwas geringer und der Anteil an Poren $< 300\ \mu\text{m}$ etwas höher als beim LP-Bildner N1 war. Beim LP-Bildner N1 entstehen im Vergleich zum LP-Bildner S2 etwas mehr kleine Poren $< 50\ \mu\text{m}$ mit entsprechend geringeren Abstandsfaktoren (Bild 4) und weniger Poren bis $300\ \mu\text{m}$, was die höheren Mikro-Luftporengehalte beim LP-Bildner S2 (Bild 5) erklären würde.

Die Luftporenkennwerte wurden durch den Zement nicht beeinflusst. Mit zunehmendem Feinstsandgehalt verringerte sich der Abstandsfaktor etwas, während beim Mikro-Luftporengehalt keine einheitliche Tendenz zu erkennen war. Den vergleichsweise größten Einfluss hatte die Frischbetontemperatur. Diese Tendenzen traten bei beiden LP-Bildnern gleichartig auf.

Bei steifen Betonen wie z.B. bei dem Beton mit einer hohen Frischbetontemperatur von 30°C musste die LP-Bildnermenge stark erhöht werden, um den geforderten Luftgehalt von 5 % zu erreichen (Bild 3). Gleichzeitig wurde bei der Frischbetontemperatur von 30°C der kleinste Abstandsfaktor (Bild 4) von 0,11 mm (N1) bzw. 0,13 mm (S2) und beim LP-Bildner S2 mit 2,8 % der größte und beim LP-Bildner N1 mit 2,5 % der zweitgrößte Mikro-Luftporengehalt (Bild 5) ermittelt. Eine Ursache hierfür ist, dass bereits beim Mischen die eingeführte Luft bei dem infolge der höheren Frischbetontemperatur von 30°C steiferem Beton stärker in kleinere Poren aufgeteilt wird als dies bei dem infolge der geringen Frischbetontemperatur von 10°C weicherem Beton der Fall ist. Bei

0,11 mm (N1) und 0,13 mm (S2) (Figure 4) were determined at the fresh concrete temperature of 30°C , as were the largest micro air void content of 2.8 % with air-entraining agent S2 and the second-largest micro air void content of 2.5 % with air-entraining agent N1 (Figure 5). One reason for this is that even during the mixing the air that has been introduced is divided more strongly into smaller pores in the concrete that is stiffer because of the higher fresh concrete temperature of 30°C than is the case with the softer concrete resulting from the low fresh concrete temperature of 10°C . For the same air content more small pores therefore remain in the hardened concrete and the spacing factor is reduced and the micro air void content rises.

Figure 6 shows that a higher required quantity tends to lead to a reduction in the spacing factor. A small spacing factor requires the concrete to contain as many small air voids as possible for a given total air content. For the same air content an air void system with many small pores has a greater specific area than an air void system with a few large voids. The molecules of the air-entraining agent accumulate at the interfaces between the air bubbles and the liquid. More molecules of air-entraining agent are therefore needed for stabilizing larger surface areas. Marginal conditions, such as an increase in the fresh concrete temperature, which lead to an increased quantity of air-entraining agent to achieve an air content of 5%, tend to reduce the spacing factor. These test results confirm the observations reported in [27].

5.3.3 Air void formation as a function of mixing time

5.3.3.1 Air content of the fresh concrete

The dependence of air void formation on the concrete mixing time was determined for all the named parameters with the normal addition quantity determined in the preliminary test and double this quantity. Air-entraining agent N1 was used as an example of an air-entraining agent with a slight increase in air content with double the quantity, and air-entraining agent S2 was used as an example of an air-entraining agent with a sharp increase in the air content with double the quantity. Because of the great influence of the fresh concrete temperature this parameter is shown by way of example in Figures 7 and 8 while brief summaries are given for the other parameters. The detailed results can be found in the final report [1].

a) Normal addition quantity

With the normal addition quantity no differences were apparent in the air void formation. The target air content of about 5 vol.% was reached after a mixing time of about one minute regardless of the mix composition or the air-entraining agent (N1 or S2). After that the air content did not increase signifi-

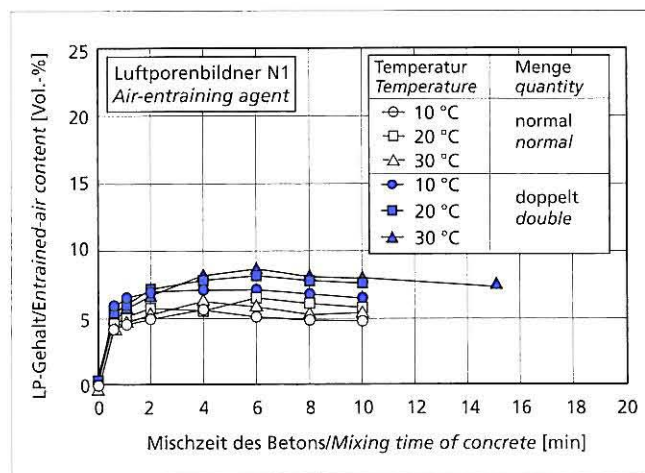


Bild 7: Entwicklung des Luftgehalts des Frischbetons in Abhängigkeit von der Mischzeit und der Frischbetontemperatur bei Verwendung des Luftporenbildners N1 (Luftporenbildner der Gruppe 1 mit geringem Anstieg bei doppelter Zugabemenge)

Figure 7: Development of the air content of the fresh concrete as a function of the mixing time and of the fresh concrete temperature when using air-entraining agent N1 (air-entraining agent from group 1 with low increase for double the added quantity)

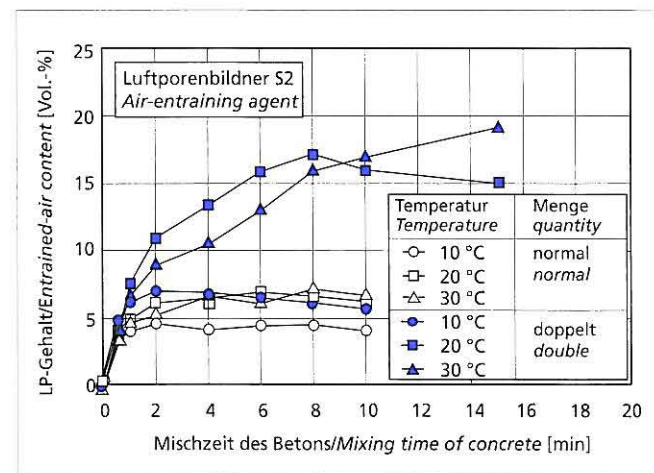


Bild 8: Entwicklung des Luftgehalts des Frischbetons in Abhängigkeit von der Mischzeit und der Frischbetontemperatur bei Verwendung des Luftporenbildners S2 (Luftporenbildner der Gruppe 2 mit starkem Anstieg bei doppelter Zugabemenge)

Figure 8: Development of the air content of the fresh concrete as a function of the mixing time and of the fresh concrete temperature when using air-entraining agent S2 (air-entraining agent from group 2 with sharp increase for double the added quantity)

Tafel 6: Luftporenkennwerte am Festbeton in Abhängigkeit von der Mischzeit und der Zugabemenge des LP-Bildners N1 (Mischung M9a)
 Table 6: Air-void parameters in the hardened concrete as a function of the mixing time and the quantity of air-entraining agent N1 (mixture 9a)

Zugabe- menge LP-Bildner N1 Quantity AEA N1	Luftporenkennwerte am Festbeton in Abhängigkeit der Mischzeit Air-void parameters in the hardened concrete as a function of the mixing time											
	0,5 Minuten / minutes				2 Minuten / minutes				6 Minuten / minutes			
	AF [mm]	L300 [Vol.-%]	L _a [Vol.-%]	L300/L _a ¹⁾ –	AF [mm]	L300 [Vol.-%]	L _a [Vol.-%]	L300/L _a ¹⁾ –	AF [mm]	L300 [Vol.-%]	L _a [Vol.-%]	L300/L _a ¹⁾ –
normal (0,061 v.z.)	0,21	1,4	2,8	0,50	0,14	2,9	5,3	0,55	0,10	3,4	5,4	0,63
doppelt (0,122 v.z.)	0,17	2,5	4,5	0,56	0,11	4,0	6,9	0,58	0,07	5,3	7,1	0,75

¹⁾ auf Luftgehalt bezogener Mikro-Luftporengehalt / Micro-air void content in relation to total air content

gleichem Luftgehalt verbleiben daher mehr kleine Poren im erhärteten Beton und der Abstandsfaktor verringert sich und der Mikro-Luftporengehalt steigt.

Bild 6 zeigt, dass eine höhere erforderliche Zugabemenge tendenziell zu einer Verringerung des Abstandsfaktors führt. Ein geringer Abstandsfaktor setzt voraus, dass der Beton bei einem vorgegebenen Gesamtluftgehalt möglichst viele kleine Luftporen enthält. Bei gleichem Luftgehalt weist ein Luftporensystem mit vielen kleinen Poren eine größere spezifische Oberfläche auf als ein Luftporensystem mit wenigen großen Poren. Die Luftporenbildnermoleküle lagern sich in den Grenzflächen Luftblase/Flüssigkeit an. Für die Stabilisierung größerer Oberflächen werden somit auch mehr Luftporenbildnermoleküle benötigt. Randbedingungen, wie z.B. eine Erhöhung der Frischbetontemperatur, die zu einer erhöhten LP-Bildner-Zugabemenge zur Erzielung eines Luftgehalts von 5 % führen, haben in der Tendenz eine Verringerung des Abstandsfaktors zur Folge. Diese Versuchsergebnisse bestätigen die in [27] berichteten Beobachtungen.

5.3.3 Mischzeitabhängige Luftporenbildung

5.3.3.1 Luftgehalt des Frischbetons

Die Abhängigkeit der Luftporenbildung von der Mischzeit des Betons wurde für alle genannten Parameter mit der im Vorversuch ermittelten normalen und doppelten Zugabemenge bei Verwendung der Luftporenbildner N1 (Beispiel für einen Luftporenbildner mit geringem Anstieg des Luftgehalts bei doppelter Zugabemenge) und S2 (Beispiel für einen Luftporenbildner mit starkem Anstieg des Luftgehalts bei doppelter Zugabemenge) ermittelt. Wegen des großen Einflusses der Frischbetontemperatur ist dieser Parameter in den Bildern 7 und 8 beispielhaft dargestellt. Die anderen Parameter werden summarisch zusammengefasst. Die detaillierten Ergebnisse können dem Schlussbericht [1] entnommen werden.

a) normale Zugabemenge

Bei normaler Zugabemenge zeigten sich keine Unterschiede in der Luftporenbildung. Der angestrebte Luftgehalt von rd. 5 Vol.-% wurde unabhängig von der Mischungszusammensetzung und vom LP-Bildner (N1 bzw. S2) nach einer Mischzeit von rd. einer Minute erreicht. Danach erhöhte sich der Luftgehalt nicht mehr wesentlich und blieb konstant. Dieses Verhalten trat unabhängig von der Frischbetontemperatur (10 °C, 20 °C bzw. 30 °C, Bilder 7 und 8), dem verwendeten Zement, dem Feinstsandgehalt und dem w/z-Wert bzw. einer zusätzlichen Fließmittelzugabe auf. Durch weiteres Mischen wurden z.T. vereinzelt Luftporen ausgetrieben, sodass der Luftgehalt geringfügig abfiel.

b) doppelte Zugabemenge

Bei doppelter Zugabemenge zeigten sich Unterschiede in Abhängigkeit des LP-Bildners. Beim LP-Bildner N1 (geringer Anstieg bei doppelter Zugabemenge) erhöhten sich die Luftgehalte i.d.R. bei Verdopplung der Zugabemenge bei allen Versuchsvarianten nur unterproportional um rd. 2 % bis 3 %. Am Beispiel der Frischbetontemperatur wird dies deutlich. Bei Steigerung der Frischbetontemperatur von 10 °C auf 30 °C erhöhte sich der Luftgehalt nur unwesentlich von rd. 5 % auf rd. 8 %. Nach Mischzeiten von rd. zwei Minuten stellte sich unab-

cantly and remained constant. This behaviour occurred regardless of the fresh concrete temperature (10 °C, 20 °C and 30 °C, Figures 7 and 8), the cement used, the fine sand content and the w/c ratio or addition of extra superplasticizer. In some cases individual air voids were expelled by further mixing so that the air content dropped slightly.

b) Double addition quantity

With double the addition quantity differences became apparent which depended on the air-entraining agent. With air-entraining agent N1 (small increase with double the quantity) there was as a rule a disproportionately small increase by only about 2 % to 3 % with all test variants when the quantity added was doubled. This becomes clear from the example of the fresh concrete temperature. When the fresh concrete temperature was increased from 10 °C to 30 °C the air content increased only slightly from about 5 % to about 8 %. After mixing times of around two minutes a constant air content was established regardless of the fresh concrete temperature. The air void formation is affected to only a comparatively small extent by the fresh concrete temperature (or by the other parameters, namely cement, fine sand content, etc.), the quantity added or the mixing time. The air-entraining agent is also always virtually completely broken down after a comparatively short mixing time. The air content therefore cannot be substantially increased by subsequent mixing of the concrete.

With air-entraining agent S2 (sharp increase with double the quantity) doubling the quantity added resulted as a rule in at least a doubling of the air content. An exception to this was the concrete with a fresh concrete temperature of 10 °C. In this case only a slight increase in the air content was recorded when the quantity was doubled, and the air void formation was completed after a mixing time of only about one minute. The air void development of the concretes with fresh concrete temperatures of 20 °C and 30 °C was characterized by a rise in the air content to about 18 % when the quantity was doubled, meaning that the air content was increased three-fold. The air void formation was not fully completed even after two minutes mixing time and the air content increased continuously. With high temperatures and increased quantities it is therefore necessary to mix for a longer time for the air-entraining agent to be fully broken down. If, in this case, there is only a short mixing time the requisite quantity of air-entraining agent must be increased to achieve the required air content of, for example, 5 %. The percentage of inadequately activated air-entraining agent in the fresh concrete therefore increases sharply. Subsequent mixing of the concrete then leads to a substantial rise in air content.

5.3.3.2 Air void parameters of the hardened concrete

The air void parameters of the hardened concrete were determined by way of example on mix M9a with air-entraining agent N1 as a function of the mixing time (30 seconds or 2 minutes and 6 minutes) and the quantity added (normal and double) (Table 6). The air content L_a of the hardened concrete with single and double addition quantities after a mixing time of at least two minutes reached an equilibrium state (5.3 % to 5.4 % with single and 6.9 % to 7.1 % with double quantity of air-entraining agent) and after that did not change substantially with further mixing. This confirmed

hängig von der Frischbetontemperatur ein konstanter Luftgehalt ein. Die Luftporenbildung wird nur in vergleichsweise geringem Ausmaß von der Frischbetontemperatur (bzw. den anderen Parametern Zement, Feinstsandgehalt usw.), der Zugabemenge oder der Mischzeit beeinflusst. Der Luftporenbildner ist auch nach vergleichsweise kurzer Mischzeit immer fast vollständig aufgeschlossen. Ein nachträgliches Mischen des Betons kann daher den Luftgehalt nicht wesentlich erhöhen.

Bei dem LP-Bildner S2 (starker Anstieg bei doppelter Zugabemenge) ergab sich bei Verdoppelung der Zugabemenge i.d.R. mindestens eine Verdoppelung des Luftgehalts. Ausgenommen hiervon war der Beton mit einer Frischbetontemperatur von 10 °C. In diesem Fall war bei Verdopplung der Zugabemenge nur ein geringer Anstieg des Luftgehalts zu verzeichnen, und die Luftporenbildung war bereits nach einer Mischzeit von rd. einer Minute abgeschlossen. Kennzeichnend für die Luftporenentwicklung der Betone mit Frischbetontemperaturen von 20 °C und 30 °C war ein starker Anstieg des Luftgehalts bei doppelter Zugabemenge auf rd. 18 %, sodass eine Verdreifachung zu verzeichnen war. Auch nach zwei Minuten Mischzeit war die Luftporenbildung noch nicht vollständig abgeschlossen, und der Luftgehalt erhöhte sich stetig. Bei hohen Temperaturen und erhöhten Zugabemengen muss daher länger gemischt werden, um den Luftporenbildner vollständig aufzuschließen. Wird in diesem Fall nur kurz gemischt, muss die erforderliche Luftporenbildner-Zugabemenge gesteigert werden, um den gewünschten Luftgehalt von z.B. 5 % zu erreichen. Der Anteil an ungenügend aktiviertem Luftporenbildner im Frischbeton steigt damit stark an. Ein nachträgliches Mischen des Betons führt dann zu einem wesentlichen Anstieg des Luftgehalts.

5.3.3.2 Luftporenkennwerte des Festbetons

Die Luftporenkennwerte des Festbetons wurden beispielhaft an der Mischung M9a mit dem LP-Bildner N1 in Abhängigkeit der Mischzeit (30 s bzw. 2 min und 6 min) und der Zugabemenge (normal und doppelt) ermittelt (Tafel 6). Der Luftgehalt L_a des Festbetons erreichte bei einfacher und doppelter Zugabemenge nach mindestens zwei Minuten Mischzeit einen Beharrungszustand (5,3 % bis 5,4 % bei einfacher und 6,9 % bis 7,1 % bei doppelter LP-Bildner-Zugabemenge) und veränderte sich danach durch weiteres Mischen nicht mehr wesentlich. Dies bestätigen die Versuchsergebnisse zur mischzeitabhängigen Entwicklung des Frischbetonluftgehalts (Bild 1). Bei normaler Zugabemenge und kurzer Mischzeit von 30 Sekunden wurden die Anforderungen an Abstands faktor ($\leq 0,20$ mm) mit 0,21 mm und Mikro-Luftporengehalt ($\geq 1,8$ Vol.-%) mit 1,4 Vol.-% nicht eingehalten. Spätestens nach zwei Minuten Mischzeit hat sich bei normaler Zugabemenge das geforderte feine Luftporensystem entwickelt. Bei überhöhter Zugabemenge wurden die geforderten Luftporenkennwerte bereits nach einer Mischzeit von 30 Sekunden erreicht.

Im Gegensatz zum Gesamtluftgehalt (konstant nach rd. einer Minute Mischzeit, Bild 1) ändert sich mit zunehmender Mischzeit das Luftporengefüge. Nach zwei bzw. sechs Minuten Mischzeit erhöht sich bei gleichbleibendem Luftgehalt L_a der Mikro-Luftporengehalt L300 sowie der Anteil der Mikro-Luftporen am Gesamtluftgehalt, und der Abstands faktor verringert sich. Mit zunehmender Mischzeit ist daher bei gleichbleibendem Gesamtluftgehalt eine Verfeinerung des Luftporensystems zu verzeichnen.

6 Ursache für eine erhöhte Luftporenbildung in der Praxis

Die Luftporenbildung wird neben anderen Randbedingungen maßgeblich durch die Luftporenbildner selbst beeinflusst. Das Verhalten der LP-Bildner konnte nicht systematisch einer Wirkstoffart (synthetisch oder natürlich) zugeordnet werden. Dabei muss beachtet werden, dass bei den Versuchen keine reinen Wirkstoffe, sondern handelsübliche LP-Bildner, die oft ein Gemisch verschiedener Ausgangsstoffe sind, verwendet wurden. Um trotzdem die unterschiedliche Luftporenbildung in Abhängigkeit der Luftporenbildner zu charakterisieren, ist in Bild 9 der Luftgehalt in Abhängigkeit von der Zugabemenge schematisch dargestellt. Das Verhalten der Luftporenbildner kann zwei Gruppen zugeordnet werden, zwischen denen fließende Übergänge möglich sind:

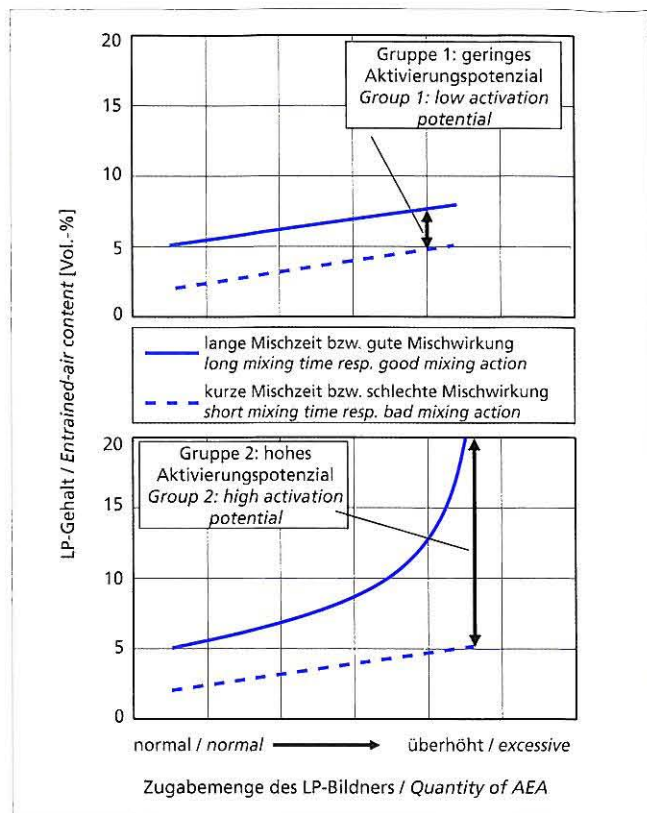


Bild 9: Schematische Darstellung der Abhängigkeit des Luftgehalts des Frischbetons von der Zugabemenge des Luftporenbildners und der Mischzeit/Mischwirkung der Mischanlage

Figure 9: Diagram showing the dependence of the air void content of fresh concrete on the quantity of air-entraining agent and on the mixing time/mixing effect of the mixing plant

the test results of the time-dependent development of the fresh concrete air content (Figure 1). With a normal quantity and a short mixing time of 30 seconds the spacing factor of 0.21 mm did not meet the requirement for (≤ 0.20 mm) and the micro air void content of 1.4 vol.% did not meet the requirement for (≥ 1.8 vol.%). The required fine air void system had developed after two minutes' mixing time at most with the normal addition quantity. With the excessive quantity the required air void parameter was achieved after a mixing time of only 30 seconds.

In contrast to the total air content (constant after a mixing time of about one minute, Figure 1) the air void microstructure changes with increasing mixing time. After mixing times of two and six minutes the micro air void content L300 and the percentage of micro air voids in the total air content increased with constant air content L_a , while the spacing factor fell. A refinement of the air void system therefore takes place with increasing mixing time and constant total air content.

6 Cause of increased air void formation under practical conditions

Air void formation is affected not only by other marginal conditions but also to a great extent by the air-entraining agent itself. The behaviour pattern of the air-entraining agents could not be assigned systematically to a particular type of active ingredient (synthetic or natural). It must be borne in mind that the air-entraining agents used in the tests were not pure active ingredients but normal commercial air-entraining agents which are often a mixture of various primary materials. In order, in spite of this, to show how the air void formation differs depending on the air-entraining agent the air content is shown diagrammatically in Figure 9 as a function of the quantity of air-entraining agent added. The behaviour patterns of the air-entraining agents can be assigned to two groups between which smooth transitions are possible:

Bei Luftporenbildnern der Gruppe 1 (Bild 9 oben) hat eine unterschiedliche Zugabemenge und/oder Mischzeit/Mischwirkung nur geringe Änderungen des LP-Gehalts zur Folge. Diese LP-Bildner sind auch bei hoher Zugabemenge und/oder kurzer Mischzeit/schlechter Mischwirkung fast vollständig aktiviert. Längere Mischzeiten und überhöhte Zugabemengen bewirken daher nur eine geringe Steigerung des Luftgehalts. Die Luftporenbildung wird auch nur in vergleichsweise geringem Ausmaß von anderen Randbedingungen wie z.B. der Betonzusammensetzung oder der Frischbetontemperatur beeinflusst. Betone, die mit einem Luftporenbildner der Gruppe 1 hergestellt wurden, haben somit nur ein vergleichsweise geringes nachträgliches Aktivierungspotenzial.

Bei der zweiten Gruppe von Luftporenbildnern (Bild 9 unten) ist bei Anhebung der Zugabemenge und kurzer Mischzeit/schlechter Mischwirkung ebenfalls nur ein geringer Anstieg des Luftgehalts zu erkennen. Bei kurzer Mischzeit und einer überhöhten Zugabe enthält der Frischbeton aber eine wesentlich größere Menge an nicht aufgeschlossenem Luftporenbildner, der nicht vollständig aktiviert wurde. Werden LP-Bildner der Gruppe 2 infolge kurzer Mischzeit/schlechter Mischwirkung stark überdosiert, um den gewünschten Luftgehalt zu erzielen, enthält der Frischbeton einen hohen Anteil an ungenügend aktiviertem LP-Bildner. Bei einem nachträglichen Mischen des Betons besteht die Gefahr eines überproportionalen Anstiegs des Luftgehalts (hohes Aktivierungspotenzial). Dieses Verhalten zeigte sich auch bei den im Versuchsprogramm untersuchten Randbedingungen, insbesondere bei einer hohen Frischbetontemperatur.

Die Ursache für die unterschiedliche Luftporenbildung liegt vermutlich darin begründet, dass sich in Abhängigkeit der chemischen Zusammensetzung des LP-Bildners der Anteil des im Frischbeton gelösten LP-Bildners ändert. Nur der gelöste Anteil steht für die Stabilisierung der Luftporen zur Verfügung. Die Wirkungsmechanismen/Abhängigkeiten zwischen Luftporenbildung und Art des Luftporenbildners sollen in einem gesonderten Untersuchungsprogramm erforscht werden.

Die auf einigen Baustellen beobachtete Erhöhung des Luftgehalts ist wahrscheinlich darauf zurückzuführen, dass bei der Herstellung des Betons infolge kurzer Mischzeiten und/oder einer zu geringen Mischwirkung der Mischanlage der Luftporenbildner überdosiert wurde, um den geforderten Luftgehalt von rd. 5 Vol.-% zu erreichen. Nach dem Mischen weist der Frischbeton dann zwar den geforderten Luftgehalt auf, enthält aber einen Anteil an ungenügend aufgeschlossenem Luftporenbildner. Der Beton wird i.d.R. mit Kipperfahrzeugen zur Einbaustelle transportiert und somit während des Transports nicht gemischt. Nach dem Abkippen vor dem Fertiger hat sich daher der Luftgehalt des Betons im Verlauf des baustellenüblichen Zeitraums von rd. 30 Minuten zwischen Mischen und Abkippen kaum verändert und beträgt immer noch rd. 4 Vol.-% bis 5 Vol.-%. Während des Einbaus kommt es dann zu einem Energieeintrag in den Beton im Bereich der Verteilerschnecke des Fertiglers, im Bereich der Mörtelwalze oder während der Verdichtung. Dadurch kann der Luftporenbildner zusätzlich aufgeschlossen und der Luftgehalt erhöht werden. Ähnliche Effekte sind bei Transportbeton bekannt, bei dem sich der Luftporengehalt zwischen Mischwerk und Baustelle insbesondere bei drehender Trommel erhöhen kann. In Extremfällen (hohes Aktivierungspotenzial, s. Bild 9 unten) kann durch einen überhöhten Luftgehalt die Druckfestigkeit des Betons erheblich vermindert werden.

7 Zusammenfassung und Empfehlungen für die Praxis

7.1 Zusammenfassung

Bei einzelnen Straßenbaustellen ist eine ungewöhnliche Luftporenbildung beobachtet worden. Im Vergleich zum Frischbeton wurde im Festbeton ein stark erhöhter Luftgehalt festgestellt. Um die Ursachen für diese nachträgliche Luftporenbildung zu ermitteln, wurde an Straßenbetonen der Einfluss folgender Parameter auf die Luftporenbildung untersucht: Wirkstoffart und Zugabemenge des Luftporenbildners, Zement, Sieblinie und Frischbetontemperatur, w/z-Wert sowie Fließmittelzugabe. In einem Vorversuch wurde zunächst die Luftporenbildner-Zugabemenge so ausgewählt, dass bei einer Mischzeit von zwei Minuten und der gewählten Frischbetontemperatur ein Luftgehalt von rd. 5 Vol.-% er-

reicht. With the air-entraining agents of Group 1 (Figure 9, top) differing quantities and/or mixing times/mixing actions caused only slight changes in the air void content. These air-entraining agents are also almost completely activated even with large quantities and/or short mixing times/poor mixing effect. Longer mixing times and excessive quantities therefore cause only a slight increase in the air content. The air void formation is also influenced to only a comparatively small extent by other marginal conditions, such as concrete composition or fresh concrete temperature. Concretes which have been produced with an air-entraining agent from Group 1 therefore have only a comparatively small subsequent activation potential.

With the second group of air-entraining agents (Figure 9, bottom) again only a slight increase in the air content is found if the quantity added is increased and there is a short mixing time/poor mixing effect. With a short mixing time and excessive quantity, however, the fresh concrete contains a substantially larger quantity air-entraining agent that has not been fully activated. If, as a result of a short mixing time/poor mixing effect, excessive quantities of air-entraining agents of Group 2 are added in order to achieve the required air content then the fresh concrete will contain a high proportion of inadequately activated air-entraining agent. During subsequent mixing of the concrete there is the danger of a disproportionately large rise in the air content (high activation potential). This behaviour was also apparent with the marginal conditions investigated in the test programme, especially with a high fresh concrete temperature.

The causes of the differing air void formation are presumably due to the fact that the fraction of air-entraining agent dissolved in the fresh concrete changes depending on the chemical composition of the air-entraining agent. Only the dissolved fraction is available for stabilizing the air voids. The action mechanisms / relationships between air void formation and the nature of the air-entraining agent are to be examined in a separate investigative programme.

The increase in air content observed at some construction sites is probably attributable to the fact that, as a result of short mixing times and/or inadequate mixing effect of the mixing plant, excess air-entraining agent was added during the production of the concrete in order to achieve the required air content of about 5 vol.%. After the mixing the fresh concrete does in fact then have the required air content, but it also contains a proportion of inadequately activated air-entraining agent. As a rule the concrete is transported to the spreading site in tipper trucks and is therefore not mixed during the transport. After the concrete has been tipped in front of the paver its air content during the usual period on a construction site of about 30 minutes between mixing and tipping hardly changes and is still about 4 vol.% to 5 vol.%. During placement there is then an input of energy into the concrete at the distribution screw of the paver, at the mortar roller and during compaction. This can cause further activation of the air-entraining agent and the air content increases. Similar effects are known with ready-mixed concrete in which the air void content can increase between the mixing plant and the construction site, especially with rotating drums. In extreme cases (high activation potential, see Figure 9, bottom) the compressive strength of the concrete can be substantially reduced by an excessive air content.

7 Summary and practical recommendations

7.1 Summary

Unusual air void formation has been observed at a few road construction sites. A sharply increased air void content was found in the hardened concrete when compared to the fresh concrete. The influence of the type of active ingredient and the quantity of the air-entraining agent as well as of the cement, the grading curve, the fresh concrete temperature, the w/c ratio and the addition of superplasticizer on the air void formation was examined in road concretes in order to determine the reasons for this subsequent air void formation. In a preliminary trial the quantity of air-entraining agent added was selected to give an air content of about 5 vol.% at a mixing time of 2 min and the chosen fresh concrete temperature. The air void formation was then determined as a function of mixing time using the "normal" addition quantity of air-entrain-

zielt wurde. Anschließend wurde die mischzeitabhängige Luftporenbildung mit der im Vorversuch ermittelten „normalen“ und einer demgegenüber verdoppelten Luftporenbildner-Zugabemenge ermittelt. Die wichtigsten Ergebnisse können wie folgt zusammengefasst werden:

- Höhere Frischbetontemperaturen, höhere Feinstsandgehalte und geringere w/z-Werte bei gleichbleibendem Zementgehalt des Betons erforderten höhere Luftporenbildner-Zugabemengen, um den geforderten Luftgehalt von 5 Vol.-% zu erreichen. Eine gleichzeitige Fließmittelzugabe verringerte die LP-Bildner-Zugabemenge. Der verwendete Zement hatte einen vergleichsweise geringen Einfluss auf die Zugabemenge. Den größten Einfluss hatte die Frischbetontemperatur, wobei eine Erhöhung der Temperatur von 10 °C auf 30 °C eine Verdreifachung der LP-Bildner-Zugabemenge erforderlich machte.
- Die Luftporenbildner erzeugten in den untersuchten Betonen ein Luftporensystem mit einem ausreichenden Gehalt an kleinen Poren. Bei Betonen mit einem Luftgehalt von rd. 5 Vol.-% wurde bei höheren Frischbetontemperaturen und höheren Feinstsandgehalten ein kleinerer Abstandsfaktor bestimmt. Dabei verringerte sich der Abstandsfaktor tendenziell mit höherer Luftporenbildner-Zugabemenge.
- Bei der mischzeitabhängigen Entwicklung der Luftporenbildung traten unabhängig von Luftporenbildner, Mischungszusammensetzung oder Frischbetontemperatur keine Unterschiede in der Luftporenbildung auf, wenn die normale, im Vorversuch ermittelte Luftporenbildner-Zugabemenge verwendet wurde. Der Luftgehalt stieg nach kurzer Mischzeit auf rd. 5 Vol.-% an und änderte sich auch mit zunehmender Mischzeit nicht mehr wesentlich.
- Bei Verdoppelung der Zugabemenge waren Unterschiede bei den Luftporenbildnern zu erkennen. Eine eindeutige Zuordnung der Versuchsergebnisse zum Wirkstoff des verwendeten Luftporenbildners – synthetisch oder natürlich – war nicht möglich.
- Das unterschiedliche Verhalten der LP-Bildner wird darauf zurückgeführt, dass sich in Abhängigkeit von der chemischen Zusammensetzung des LP-Bildners der Anteil des im Frischbeton gelösten LP-Bildners ändert. Nur der gelöste Anteil steht für die Luftporenbildung zur Verfügung.
- Die auf einigen Straßenbaustellen beobachtete Erhöhung des Luftgehalts ist vermutlich darauf zurückzuführen, dass durch kurze Mischzeiten und/oder eine schlechte Mischwirkung des verwendeten Mischers der Luftporenbildner überdosiert wurde, um den geforderten Luftgehalt zu erreichen. Dadurch ist im Frischbeton nicht aktivierter Luftporenbildner enthalten, der bei einem späteren Energieeintrag (z.B. im Bereich der Verteilerschnecke des Fertiglers, im Bereich der Mörtelwalze oder während der Verdichtung) nachträglich aktiviert wird und eine Erhöhung des Luftgehalts bewirkt.

7.2 Empfehlungen für die Praxis

Um zukünftig einen überhöhten Luftgehalt zu vermeiden, können folgende Empfehlungen gegeben werden:

- Liegen keine Erfahrungen mit dem Luftporenbildner oder entsprechende Hinweise der Zusatzmittelhersteller vor, sollte in einem Zusatzversuch die in der Eignungsprüfung ermittelte Luftporenbildner-Zugabemenge verdoppelt und der Luftgehalt der Mischungen mit beiden Luftporenbildner-Zugabemengen nach einer kurzen Mischzeit von z.B. 30 Sekunden (abhängig von der Mischwirkung des Mischers) und nach einer verlängerten Mischzeit von rd. vier bis sechs Minuten bestimmt werden. Bei einem wesentlichen Anstieg des Luftgehalts bei doppelter Zugabemenge und verlängerter Mischzeit besteht bei der Bauausführung die Gefahr einer nachträglichen Erhöhung des Luftgehalts.
- Bei einer Bauausführung im Sommer sollte zumindest bei größeren Deckenlössen die Festlegung der Luftporenbildner-Zugabemenge auch mit höherer Frischbetontemperatur (z.B. 30 °C) durchgeführt werden.
- Zu Baubeginn wird die von der Eignungsprüfung vorgegebene Mischungszusammensetzung an die Praxisverhältnisse an-

ing agent determined in the preliminary trial and with double the addition quantity. The most important results can be summarized as follows:

- Higher fresh concrete temperatures, higher levels of fine sand and lower w/c ratios for the same cement content of the concrete required greater quantities of added air-entraining agent to reach the required air content of 5 vol.%. Simultaneous addition of superplasticizer reduced the quantity of air-entraining agent added. The cement used had comparatively little influence on the quantity added. The fresh concrete temperature had the greatest influence; three times the quantity of air-entraining agent had to be added for an increase in temperature from 10 °C to 30 °C.
- In the concretes investigated the air-entraining agents generated an air void system with an adequate content of small voids. In concretes with an air content of about 5 vol.% a smaller spacing factor was found at higher concrete temperatures and higher levels of fine sand. The spacing factor tended to fall with higher quantity of added air-entraining agent. During the development of air void formation with mixing time no differences in the air void formation occurred, regardless of the air-entraining agent, mix composition or fresh concrete temperature, when the normal quantity of air-entraining agent, determined in the preliminary trial, was added. The air content rose after a short mixing time to about 5 vol.% and then there was no further significant change with increasing mixing time.
- Differences in the air-entraining agents were detected with double the addition quantity. It was not possible to assign the test results clearly to the active ingredient – synthetic or natural – of the air-entraining agent used.
- The differences in behaviour of the air-entraining agents is attributed to the fact that the amount of air-entraining agent dissolved in the fresh concrete varies depending on the chemical composition of the air-entraining agent. Only the dissolved fraction is available for forming air voids.
- The increase in air content observed at some road construction sites is presumably attributable to the fact that, due to short mixing times and/or poor mixing effect of the mixer used, the air-entraining agent had been added in excess in order to reach the required air content. This means that the fresh concrete contains unactivated air-entraining agent which is activated subsequently during later energy input (e.g. at the distributor screw of the paver, at the mortar roller or during compaction) and produces an increase in air content.

7.2 Practical recommendations

The following recommendations are given to avoid excessive air content in future:

- If there is no available experience with the air-entraining agent or appropriate advice from the manufacturer of the admixture then the quantity of air-entraining agent determined in the performance test should be doubled in an additional test and the air content of the mixes with both addition quantities of air-entraining agent should be determined after a short mixing time of, for example, 30 seconds (depending on the mixing effect of the mixer), and after an extended mixing time of about four to six minutes. If there is a substantial rise in the air content with double the addition quantity and extended mixing time there is a danger of a subsequent rise in the air content during construction work.
- During construction work in summer the quantity of air-entraining agent to be added should also be determined at a higher fresh concrete temperature (e.g. 30 °C), at least with fairly large contract sections.
- At the start of construction the mix composition specified by the performance test is adjusted to suit the actual conditions. In order to check the sensitivity of the concrete with respect to a subsequent increase in air content the fresh concrete air content could be determined after adjusting the concrete firstly with the chosen standard mixing time and also with an extended mixing time. If a substantial rise in air content is found with the extended mixing time then the standard mixing time should be increased.

gepasst. Um die Empfindlichkeit des Betons hinsichtlich einer nachträglichen Erhöhung des Luftgehalts zu überprüfen, könnten nach Einstellung des Betons die Frischbeton-Luftgehalte einmalig mit der gewählten Standardmischzeit und zusätzlich mit verlängerter Mischzeit bestimmt werden. Zeigt sich bei verlängerter Mischzeit ein wesentlicher Anstieg des Luftgehalts, sollte die Standardmischzeit verlängert werden.

- Die Mindestmischzeit nach ZTV Beton-StB von 45 Sekunden ist unbedingt einzuhalten.
- Bei Unterbrechungen des Betoneinbaus sollte die Verteilerschnecke des Fertiglers stillgelegt werden.
- Bei Beginn der Fertigung sollte möglichst frühzeitig aus der ersten Tagesleistung eine Frischbetonprobe entnommen und daran Luftgehalt und Rohdichte bestimmt werden.
- Die bauausführende Firma sollte in ihrer Eigenüberwachung zumindest zu Beginn der Deckenfertigung und insbesondere bei wechselnden Temperaturverhältnissen und Schwankungen der Betonzusammensetzung (Mehlkorngehalt) den Luftgehalt häufiger prüfen und die Einhaltung der Mischzeiten laufend kontrollieren.
- Zur Vermeidung von Fehlmessungen sollten die verwendeten Luftporenöpfe in regelmäßigen Abständen kalibriert und das Personal laufend geschult werden. Die bei der Bauausführung bestimmten Frischbetonrohdsichten sollten mit den Werten der Eignungsprüfung verglichen werden.

- The minimum mixing time specified in ZTV Beton-StB of 45 seconds must always be maintained.
- If concrete placement is interrupted the distributor screw of the paver should be stopped. At the start of production a fresh concrete sample should be taken as early as possible from the first daily output and its air content and bulk density determined.
- The firm carrying out the construction work should check the air content more frequently during their in-house monitoring, at least at the start of the carriageway production and especially with fluctuating temperature conditions and variations in concrete composition (fines content), and keep a continuous check that the mixing times are maintained.
- To avoid false measurements the air void vessels used should be calibrated at regular intervals and the personnel given on-going training. The fresh concrete bulk densities determined during the construction work should agree with the values of the performance test.

Literatur / Literature

- [1] Eickschen, E.; Siebel, E.: Einfluss der Ausgangsstoffe und der Betonzusammensetzung auf die Luftporenbildung unter besonderer Berücksichtigung der Basis des Luftporenbildners. Forschungsauftrag FE 08.161/2000/LRB im Auftrag des Bundesministers für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, 2002
- [2] Eickschen, E.; Siebel, E.: Einflüsse auf die Luftporenbildung im Straßenbeton. Straße und Autobahn 52 (2001) H. 9, S. 517–521
- [3] Schäfer, A.: Frostwiderstand und Porengefüge des Betons, Beziehungen und Prüfverfahren. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, H. 167, Berlin 1965, S. 3–57
- [4] Bonzel, J.; Siebel, E.: Neuere Untersuchungen über den Frost-Tausalz-Widerstand von Beton. beton 27 (1977) H. 4, S. 153–157, H. 5, S. 205–211, und H. 6, S. 237–244; ebenso Betontechnische Berichte 1977, Beton-Verlag Düsseldorf
- [5] Sommer, H.: Ein neues Verfahren zur Erzielung der Frost-Tausalz-Beständigkeit des Betons. Zement und Beton 22 (1977) H. 4, S. 124–129
- [6] Gast, R.: Luftporen im Beton – Veränderung durch Transport und Einbau. beton 30 (1980) H. 10, S. 367–371
- [7] Siebel, E.: Einflüsse auf die Luftporenkennwerte und den Frost-Tausalz-Widerstand von Beton. beton 45 (1995) H. 10, S. 724–730
- [8] Springenschmid, R.: Technische Grundlagen des Straßenbaus und ihre Umsetzung in die Praxis – gestern, heute, morgen. Straße und Autobahn 51 (2000) H. 3, S. 184–191
- [9] Fleischer, W.: Beton mit hohem Frost- und Frostraumittel-Widerstand. Beton 47 (1997) H. 5, S. 266–273
- [10] Springenschmid, R.: Erfahrungen bei der Verwendung von Luftporenbildnern im Straßenbau. Betonwerk und Fertigteil-Technik 38 (1972) H. 8, S. 587–593
- [11] Breuckmann, K.: Die Anwendung von Betonzusatzmitteln in stationären Betrieben und auf der Baustelle. Betonwerk und Fertigteiltechnik 38 (1972) H. 8, S. 581–587
- [12] Kottas, R.; Hilsdorf, H.: Der Einfluss der Temperatur auf die Wirksamkeit von Luftporenbildnern. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Bundesminister für Verkehr, H. 274, Bonn 1979
- [13] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton. ZTV Beton-StB 2001, Bundesminister für Verkehr, Abteilung Straßenbau
- [14] Merkblatt für die Herstellung und Verarbeitung von Luftporenbeton, Arbeitsgruppe Betonstraßen, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 1991
- [15] DIN EN 480-11 Zusatzmittel für Beton, Mörtel und Einpressmörtel – Prüfverfahren – Teil 11: Bestimmung von Luftporenkennwerten in Festbeton
- [16] Herstellen von Luftporenbeton. Betonwerk und Fertigteil-Technik 68 (2002) H. 1, S. 46–52
- [17] Walz, K.: Luftporenbildende Zusatzmittel. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 123; Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin (1956)
- [18] Eickschen, E.; Siebel, E.: Einfluss der Ausgangsstoffe und der Betonzusammensetzung auf das Schwinden und Quellen von Straßenbeton. beton (48), 1998, H. 9 und 10, S. 580 bis 586 und S. 641–646
- [19] Rixom, M. R.; Mailvaganam, N. P.: Chemical Admixtures for Concrete. 2nd Edition, F. & E.N. Spon, London (1986)
- [20] Deutsche Bauchemie e.V.: Betonzusatzmittel und Umwelt. Sachstandsbericht Mai 1999
- [21] Hermann, K.: Zusatzmittel: LP. Zementbulletin, 62 (11), 1994, S. 2–7
- [22] Mielenz, R. C.; Wolkodoff, V. E.; Backstrom, J. E.; Wheeler, W. H.: Origin, Evolution, and Effects of the Air Void System in Concrete. Part 1 – Entrained Air in Unhardened Concrete. Journal of the American Concrete Institute, Vol. 30, No. 1, July 1958, S. 95–121
- [23] Lea's chemistry of Cement and Concrete / Hewlett, Peter C. (Hrsg.) 4 Auflage, Arnold, London, 1998
- [24] Venuat, M.: Adjuvants et Traitements. Selbstverlag, 1984
- [25] Scripture, E. W. jr.; Benedict, S. W.; Litwinowicz, F. J.: Effect of Temperature and Surface Area of the Cement on Air-Entrainment. Journal of the American Concrete Institute, Vol. 23, No. 3, Nov. 1951, S. 205–210
- [26] Greening, N.R.: Some causes for variation in required amount of air-entraining agent in portland cement mortars. Journal of the PCA, May 1967, USA
- [27] Saucier, F.; Pigeon, M.; Cameron, G.: Air-void stability, Part V: Temperature, General Analysis and Performance Index. ACI Materials Journal, Vol. 88, No. 1 (1991), S. 25–36

Steuerung der Verarbeitbarkeitseigenschaften von Selbstverdichtendem Beton als Transportbeton

Controlling the workability properties of self compacting concrete used as ready-mixed concrete

Übersicht

Selbstverdichtende Betone (SVB) zeichnen sich durch ihre besonderen Frischbetoneigenschaften aus. Selbstverdichtende Eigenschaften sind jedoch nur durch konsequente Optimierung der Ausgangsstoffe sowie des Herstellvorgangs zu erreichen. Bei der Verwendung von SVB als Transportbeton kommt es darauf an, dass der Beton zum Einbaupunkt die benötigten Frischbetoneigenschaften aufweist. Die Zeitspanne zwischen Mischungsende und Einbaubeginn kann dabei mehr als 90 min betragen. Dies erfordert im Gegensatz zur Verwendung von SVB in Fertigteilwerken die Berücksichtigung der zeitlichen und temperaturabhängigen Veränderungen der Verarbeitbarkeitseigenschaften über einen längeren Zeitraum. Dazu sind ausreichende Kenntnisse über die Wechselwirkungen zwischen den verwendeten mehlfinen Stoffen, dem Wassergehalt und der Wirkungsweise des Fließmittels erforderlich. Die Einflüsse der Betonausgangsstoffe und der Betonzusammensetzung auf das Ausgangsfließverhalten, das Anstifverhalten und die Dauer der Verarbeitbarkeit wurden durch Laborprüfungen ermittelt. Kontrollprüfungen an Betonen, die mit den gleichen Ausgangsstoffen und gleicher Zusammensetzung im Transportbetonwerk unter praxisnahen Bedingungen hergestellt wurden, zeigen, dass die Übertragbarkeit der Laborergebnisse auf Praxisbedingungen gegeben ist. Alle untersuchten Betone zeigten anforderungsgemäße Festbetoneigenschaften.

Abstract

Self compacting concretes (SCC) are distinguished by their special fresh concrete properties. However, self compacting properties can only be achieved by persistent optimization of the starting materials and of the production method. When SCC is used as ready-mixed concrete it is important that the concrete still exhibits the required fresh concrete properties at the time when it is placed. The time span between end of mixing and start of placement can be more than 90 minutes. Unlike with the use of SCC in precast element plants this means that the changes in workability characteristics with time and as a function of temperature have to be taken into account. This requires an adequate understanding of the interactions between the powder materials used, the water content and the mode of operation of the plasticizer. The influence of the concrete starting materials and of the concrete composition on the initial flowability, the stiffening behaviour and the duration of workability were determined by laboratory tests. Check tests on concretes produced with the same starting materials and the same composition in a ready-mixed concrete plant under realistic conditions show that the laboratory results are also applicable to practical conditions. All the concretes investigated exhibited solid concrete properties which complied with the requirements.

1 Einleitung

Selbstverdichtender Beton (SVB) ist ein Beton, der entmischungsfrei unter dem Einfluss der Schwerkraft nahezu bis zum Niveaueausgleich fließt, dabei entlüftet sowie die Bewehrungszwischenräume und die Schalung vollständig ausfüllt [1]. Er ist ein Hochleistungsbeton, dessen besonderes Leistungsvermögen sich auf die Frischbetoneigenschaft „Selbstverdichtung“ bezieht. Wie bei anderen Hochleistungsbetonen (z.B. hochfester Beton, säureresistenter Beton) werden die besonderen, von üblichen Normalbetonen abweichenden Eigenschaften dieser Betone nur durch konsequente Optimierung, sowohl der einzelnen Ausgangsstoffe als auch der Zusammensetzung, erreicht. Die Wechselwirkungen zwischen dem Mehlkorn (Zement und Zusatzstoffe mit einem Korndurchmesser $< 0,125$ mm), Wasser und Fließmittel bestimmen in erster Linie die Fließfähigkeit und die Mischungsstabilität des SVB. Die Abstufung der einzelnen Korngruppen der Gesamtsieblinie beeinflusst darüber hinaus die Eigenschaften des Betons, durch Bewehrungshindernisse nicht blockiert zu werden.

Es hat sich gezeigt, dass die für Selbstverdichtung benötigten Verarbeitbarkeitseigenschaften nicht wie bei Rüttelbeton relativ einfach über längere Zeit aufrecht erhalten werden können. Während Schwankungen in der Verarbeitbarkeit von Rüttelbeton weitgehend durch die aufgewendete Rüttelintensität während der Verarbeitung ausgeglichen werden können, ist dies bei SVB nicht möglich. Daraus ergibt sich, dass die durch Herstellung und

1 Introduction

Self compacting concrete (SCC) is a concrete which flows to a virtually uniform level under the influence of gravity without segregation, during which it de-aerates and completely fills the formwork and the spaces between the reinforcement [1]. It is a high-performance concrete with the special property of the fresh concrete of "self compacting". As with other high-performance concretes (e.g. high-strength concrete, acid-resistant concrete) the special properties of these concretes which differ from normal concretes are achieved only by systematic optimization both of the individual constituents and of the composition. The flowability and mix stability of the SCC are determined primarily by the interactions between the powder (cement and additions with a particle diameter < 0.125 mm), water and plasticizer. The gradation of the individual size groups in the overall grading curve also affects the property of the concrete of not being blocked by the reinforcement.

It has been found that, in contrast to vibrated concrete, the workability properties required for self compaction cannot be maintained relatively easily over a fairly long period. Fluctuations in the workability of vibrated concrete can be largely offset by the intensity of vibration applied during placement, but this is not possible with SCC. The effects of production and transport on the workability properties of SCC must therefore be taken into account in the initial testing. SCC in a precast element plant, for example, is normally placed about 10 min to 30 min after mixing,

Transport bedingten Auswirkungen auf die Verarbeitbarkeitseigenschaften von SVB schon in der Erstprüfung berücksichtigt werden müssen. Während z.B. SVB im Fertigteilwerk i.d.R. etwa 10 min bis 30 min nach dem Mischen verarbeitet ist, beträgt diese Zeitspanne bei Transportbeton häufig 30 min bis zu 120 min. Zudem muss für ein Ort betonbauteil i.d.R. eine sehr große Zahl einzelner Mischungen mit weitgehend gleichen Verarbeitbarkeitseigenschaften unter sehr vielfältigen Bedingungen auf der Baustelle bereitgestellt werden. Die zusätzlichen Einflüsse liegen u.a. in den stark schwankenden Witterungsbedingungen (Temperatur, Wasserverdampfungsrate) und darin, dass der bereits im Bauteil vorhandene Beton die gleichen Verarbeitbarkeitseigenschaften aufweisen muss wie der neu angelieferte. Unterbrechungen in der Anlieferung können deshalb nachteiligere Folgen haben als bei Rüttelbeton. Von großer Bedeutung ist somit auch die Frage, welche Korrekturmöglichkeiten auf der Baustelle bestehen, wenn der angelieferte SVB nicht den Anforderungen entspricht. Im Forschungsinstitut der Zementindustrie wird zurzeit in einem Gemeinschaftsforschungsvorhaben mit der Forschungsgemeinschaft Transportbeton e.V. (FTB), die die Untersuchungen finanziell fördert, die zielsichere Herstellung von SVB als Transportbeton unter Verwendung der in den Betonwerken vorhandenen Rohstoffe und Anlagen erforscht.

Dieser Bericht behandelt Untersuchungen zu folgenden Fragen:

- Auswirkungen von geringen Abweichungen in der Wasserdosierung auf das Ausgangsfließverhalten
- Anstiegsverhalten in Abhängigkeit von der jeweiligen Wasser- und Fließmitteldosierung
- Korrekturmöglichkeiten auf der Baustelle durch Fließmittel- oder Wasserzugabe bei ausreichender Mischungsstabilität

Die Untersuchungen an Laborbetonen wurden durch Untersuchungen an Betonen, die in einem Transportbetonwerk hergestellt wurden, überprüft.

2 Rheologische Eigenschaften und Prüfverfahren

Die rheologischen Eigenschaften der aus Zement, Betonzusatzstoffen, Zugabewasser und Fließmittel bestehenden Mehlsuspension werden vom Wasserfeststoffverhältnis und vom Fließmittelgehalt bestimmt. Als Zugabewasser ist mindestens der Sättigungswassergehalt vorzusehen. Dies ist der Wassergehalt, der erforderlich ist, um die Oberflächen der Feststoffpartikel zu benetzen und die Hohlräume des Mehlkornhaufwerks zu füllen. Er kennzeichnet den Übergang zwischen einem Kornhaufwerk und einer Suspension, an dem sich die scheinbare Kohäsion verliert und das Korngemisch bei Energieeinwirkung zu fließen beginnt, siehe Bild 1 (nach [2]). Ab diesem Wassergehalt sind die Suspensionseigenschaften durch Wasser und Fließmittel steuerbar. Bild 2 zeigt schematisch den Einfluss des Wasser- und des Fließmittelgehalts auf die Suspensionseigenschaften von Mehlkornleimen. Dieses Bild veranschaulicht das durch viele Untersuchungen (z.B. [3]) bestätigte rheologische Verhalten von Zement- bzw. Mehlkornsuspensionen, das dem eines Bingham-Körpers entspricht und durch das Bingham-Modell abgebildet werden kann [3]. Die rheologischen Eigenschaften von Zementleim- bzw. Mehlkornsuspensionen können mit Baustoffrheometern wie dem Viskomat NT [4] bestimmt und in Form von Fließkurven dargestellt werden. In diesen Versuchen werden bei verschiedenen Umdrehungsgeschwindigkeiten N (1/min) die durch die Suspension übertragenen zugehörigen Scherwiderstände T (N/mm) gemessen und aufgetragen. Wegen der Gültigkeit des Bingham-Modells können aus diesen Messpunkten die relative Fließgrenze g und die relative dynamische Viskosität h nach der Formel $T = g + h \cdot N$ abgeleitet werden. Wassergehalt und Fließmittelmenge beeinflussen die Kenngrößen g und h unterschiedlich: Eine steigende Fließmittelmenge setzt die Fließgrenze g herab, während eine steigende Wassermenge die Fließgrenze g und die Viskosität h vermindert (siehe Bild 2).

Als Messverfahren zur Bestimmung des Fließverhaltens von Beton haben sich das Setzfließmaß s_m [5, 6, 7] und die relative Trichter geschwindigkeit R [5, 6] bewährt. Während das Setzfließmaß überwiegend von der Fließgrenze g beeinflusst wird, hängt die relative Trichter geschwindigkeit überwiegend von der dynamischen Viskosität h ab.

but with ready-mixed concrete this time span is often 30 min up to 120 min. In addition, it is usually also necessary to provide a very large number of individual mixes with substantially the same workability properties under very diverse conditions on the building site for a cast-in-place concrete component. The additional influencing factors are, among others, the sharply fluctuating weather conditions (temperature, rate of water evaporation) and the fact that the concrete already present in the component must have the same workability properties as the newly delivered concrete. Interruptions in the supply can therefore have worse consequences than with vibrated concrete. Also crucial is the question of the means of correction available on the building site if the delivered SCC does not meet the requirements. Dependable production of SCC as ready-mixed concrete using the constituent materials and equipment available at the concrete plant is currently being investigated at the Research Institute of the Cement Industry in a joint research project with the FTB (Ready-mixed Concrete Research Association) which is financing the investigations.

This report deals with investigations into the following questions:

- effects of small deviations in the water addition on the initial flow behaviour
- stiffening behaviour as a function of the quantities of water and plasticizer added
- corrections that can be carried out at the building site by addition of plasticizer or water while maintaining adequate mix stability

The investigations carried out on laboratory concretes were checked by investigations on concretes produced in a ready-mixed concrete plant.

2 Rheological properties and test methods

The rheological properties of the powder suspension, consisting of cement, concrete additions, mixing water and plasticizer, are determined by the water/solids ratio and the plasticizer content. The planned quantity of mixing water should be at least as high as the saturation water content. This is the water content that is necessary to wet the surfaces of the solid particles and to fill the voids in the particulate mass of powder. It characterizes the transition between a particulate mass and a suspension at which the apparent cohesion is lost and the particle mix begins to flow on application of energy, see Figure 1 (according to [2]). Above this water content the properties of the suspension can be controlled by water and plasticizer. The influence of the water content and plasticizer content on the suspension properties of pastes is shown schematically in Figure 2. This diagram illustrates the rheological behaviour (confirmed by many investigations (e.g. [3])) of suspensions of cement or powder which corresponds to that of a Bingham solid and is represented by the Bingham model [3]. The rheological properties of cement paste suspensions or powder suspensions can be determined with building materials rheometers, such as the Viskomat NT [4], and represented in the form of flow curves. In these tests the associat-

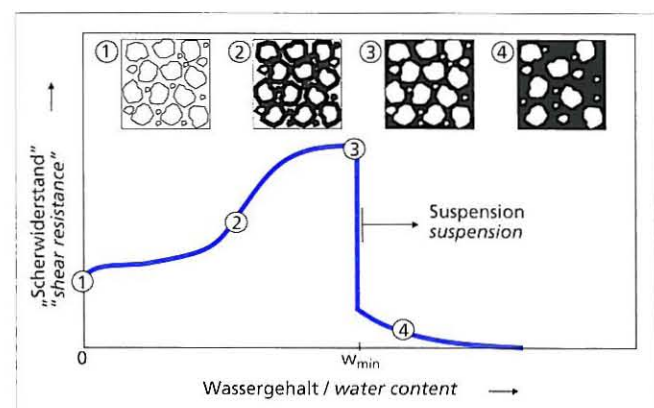


Bild 1: Scherwiderstand in Abhängigkeit vom Wassergehalt beim Übergang eines Kornhaufwerks in eine Suspension, siehe auch [2]

Figure 1: Shear resistance as a function of water content during the conversion of a particulate mass into a suspension, see also [2]

Für die Beurteilung des Fließverhaltens von Beton eignet sich die Darstellung dieser beiden Prüfgrößen gemäß Bild 3. In Abhängigkeit von Setzfließmaß sm und relativer Trichtergeschwindigkeit R kann ein Bereich eingegrenzt werden, in dem erfahrungsgemäß ausreichend verarbeitbare, d.h. fließfähige und entmischungsarme SVB liegen. Außerhalb dieses Bereichs liegen Betonzusammensetzungen, die zu Sedimentation neigen bzw. nicht ausreichend entlüften oder nicht ausreichend fließen (Stagnation). Der vierte Eckbereich ist physikalisch nicht möglich, was auch durch viele Untersuchungen gezeigt werden konnte.

Durch die Lage der Messgrößen sm (Setzfließmaß) und R (relative Trichtergeschwindigkeit) im Diagramm (Bild 3) werden Veränderungen im Wasser- und Fließmittelgehalt beurteilbar, so dass eventuell notwendige Korrekturen gezielt vorgenommen werden können.

Die Entmischungsneigung von SVB kann mit dem Tauchstab [7] überprüft werden.

Das Verhalten des Betons, durch Bewehrungshindernisse in seinem Fließverhalten blockiert zu werden, kann sehr zuverlässig durch die Prüfung des Setzfließmaßes mit Blockierring [7] oder auch mit dem Box Test [6] ermittelt werden.

3 Laboruntersuchungen

3.1 Anforderungen an den Beton

Die untersuchten Betone wurden so zusammengesetzt, dass sie die Anforderungen an die Expositionsklassen XC1/XC2 entsprechend DIN EN 206-1, DIN 1045-2 [9, 10], d.h. an Innenraumbeton erfüllen. Es handelte sich um Betone des Mehlkorntyps (siehe [5]) mit einem Mehlkorngesamtgehalt von etwa 550 kg/m^3 .

Als Zielvorgabe für die Laborprüfungen galten folgende Anforderungen: Das Setzfließmaß sm soll zwischen 60 cm und 75 cm, die relative Trichtergeschwindigkeit R zwischen $0,45 \text{ s}^{-1}$ und $1,0 \text{ s}^{-1}$ liegen. Im Box Test muss eine Steighöhe von mindestens 32 cm erreicht werden. Die SVB müssen diese Eigenschaften nach der Herstellung mindestens 2 h lang aufweisen, damit genügend Zeit für Transport und Einbau vorhanden ist.

In der Praxis sind die hier untersuchten Zusammenhänge durch gezielte ausreichende Erstprüfungen im Labor zu untersuchen und durch Kontrollprüfungen an werkmäßig hergestellten Betonen zu überprüfen.

3.2 Ausgangsstoffe

3.2.1 Zement und Betonzusatzstoffe

Die Zusammensetzung des Mehlkorngemischs im Beton richtete sich nach dem Mindestzementgehalt sowie nach dem höchstzulässigen Wasserzementwert gemäß DIN 1045-2 [10] für die Expositionsklassen XC1/XC2 bei einem gesamten Mehlkorngesamtgehalt von rd. 550 kg/m^3 . Daraus ergibt sich ein Zementgehalt von 240 kg/m^3 und ein Flugaschegehalt von 310 kg/m^3 . Als Zement wurde ein CEM III/A 32,5 N und als Betonzusatzstoff eine Steinkohlenflugasche nach DIN EN 450 [8] verwendet. Der Wasseranspruch des

ed shear resistances T (Nmm) transmitted by the suspension were measured and plotted at different rotational speeds N (rpm). Because of the validity of the Bingham model the relative yield value g and the relative dynamic viscosity h can be derived from these measurements using the formula $T = g + h \cdot N$. The water content and quantity of plasticizer affect the parameters g and h in different ways: an increasing quantity of plasticizer lowers the yield value g , while an increasing quantity of water reduces both the yield value g and the viscosity h (see Figure 2).

The slump flow sm [5, 6, 7] and the relative funnel speed R [5, 6] have proved successful as test methods for determining the flow behaviour of concrete. The slump flow is influenced predominantly by the yield value g but the relative funnel speed depends mainly on the dynamic viscosity h .

The representation of these two test variables shown in Figure 3 is a suitable way of assessing the flow behaviour of concrete. The slump flow sm and the relative funnel speed R can be used to delimit an area in which experience shows that there is adequate workability, i.e. a free-flowing SCC with hardly no segregation. Outside this area lie concrete compositions which have a tendency to sedimentation or do not have adequate de-aeration or do not flow sufficiently (stagnation). The fourth corner region is physically impossible, as has been demonstrated by many investigations.

Changes in water content and plasticizer content can be assessed from the position of the measured variables sm (slump flow) and R (relative funnel flow speed) in the diagram (Figure 3) so that any corrections which may become necessary can be undertaken selectively.

The tendency of SCC to segregation can be checked with a plunger [7].

The tendency of the concrete flow to be blocked by reinforcement can be determined very reliably by testing the slump flow with a J-ring [7] or with the box test [6].

3 Laboratory investigations

3.1 Concrete requirements

The compositions of the concretes investigated were such that they fulfilled the requirements for exposure classes XC1/XC2 as specified in DIN EN 206-1, DIN 1045-2 [9, 10], i.e. for interior concrete. This involved concretes of the powder type (see [5]) with a powder content of about 550 kg/m^3 .

The objectives for the laboratory tests were as follows: the slump flow sm should lie between 60 cm and 75 cm and the relative funnel speed R should lie between $0,45 \text{ s}^{-1}$ and $1,0 \text{ s}^{-1}$. A height of rise of at least 32 cm must be achieved in the box test. The SCC must exhibit these properties for at least 2 h after production, so that there is sufficient time available for transport and placement.

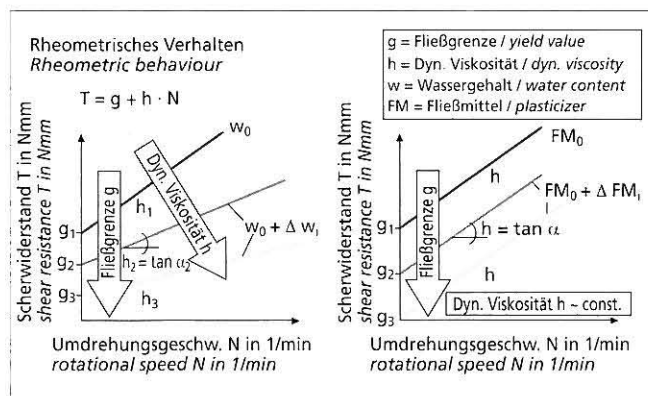


Bild 2: Einfluss von Zugabewasser und von Fließmittel auf die rheologischen Eigenschaften von Zement- bzw. Mehlkornsuspensionen
Figure 2: Influence of mixing water and plasticizer on the rheological properties of suspensions of cements and powder

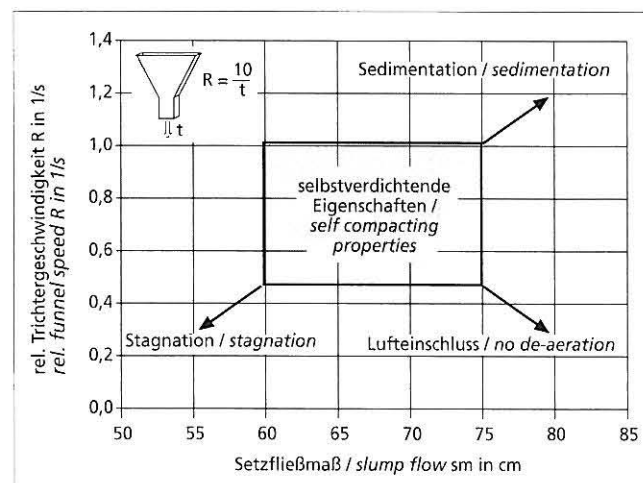


Bild 3: Selbstverdichtende Eigenschaften in Abhängigkeit vom Setzfließmaß und der relativen Trichtergeschwindigkeit
Figure 3: Self compacting properties as a function of slump flow and relative funnel speed

Zements betrug 30,5 M.-%, der der Flugasche 31,5 M.-%. Der Erstarrungsbeginn des Zements lag bei 195 min.

Mit Hilfe des β p-Wert-Verfahrens [5, 6] wurden der Zement und die Flugasche sowie das Mehlkorngemisch granulometrisch beurteilt sowie der Sättigungswassergehalt (siehe Abschnitt 2) für die Betonmischungen bestimmt. Die Sättigungswassergehalte entsprachen für den Zement einem Wasserfeststoff-Volumenverhältnis von 1,05, für die Flugasche von 0,65 und für die Mehlkornmischung von 0,90. Letzterer Wassergehalt entspricht einem massebezogenen Wasserfeststoffwert von etwa 0,35. Da mit dem β p-Wert-Verfahren erfahrungsgemäß höhere Sättigungswassergehalte ermittelt werden, als für den SVB erforderlich sind, wurden die Anfangswassergehalte im Beton demgegenüber um 10 % reduziert und dann in den weiteren Versuchen optimiert.

3.2.2 Fließmittel

Für Vorversuche wurden vier Fließmittel mit allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung auf der Wirkstoffbasis Polycarboxylatether (PCE) ausgewählt, die nach Angabe des Herstellers für den Einsatz in Transportbeton geeignet sind. Von diesen Fließmitteln wurde der Feststoffgehalt durch Abdampfen nach EN 480-8 [11] bestimmt. Der Feststoffgehalt der untersuchten Fließmittel lag bei rd. 35 M.-%. Aufzeichnungen der Infrarotspektrogramme zeigten, dass die Wirkstoffe der vier Zusatzmittel nicht identisch waren. Untersuchungen im Viskomat NT zur Ermittlung der Sättigungskurven [3] lieferten jedoch nahezu identische Sättigungsdosierungen von rd. 0,25 M.-% Fließmittel bezogen auf die Masse des Zements bei geringfügig voneinander abweichenden Scherwiderständen.

Da es bei der Herstellung von selbstverdichtendem Beton als Transportbeton entscheidend ist, eine ausreichend lange Verarbeitbarkeit zu erzielen, wurde in weiteren Vorversuchen die Wirkungsdauer der einzelnen Fließmittel an Standardbetonzusammensetzungen (Zement = 300 kg/m³; Steinkohlenflugasche = 250 kg/m³; Zugabewasser = 175 l/m³) ermittelt. Diese Standardbetone wurden mit den verschiedenen Fließmitteln auf ein Anfangssetzfließmaß mit Blockierung von 75 cm eingestellt. Danach wurde im Abstand von jeweils 30 min die Prüfung des Setzfließmaßes mit Blockierung wiederholt. In diesen Versuchen zeigte sich ein Fließmittel bezüglich Verflüssigung, Dosierungsmenge und Wirkungsdauer als besonders günstig. Die Hauptuntersuchungen wurden deshalb nur mit diesem Fließmittel durchgeführt.

3.2.3 Gesteinskörnung

Als Gesteinskörnung wurden Rheinsand und Rheinkies verwendet. Zur Verringerung der Blockierneigung wurde eine Sieblinie in Anlehnung an [5] entworfen und dann in den einzelnen Fraktionen variiert. Die Ermittlung des Blockierverhaltens und die Überprüfung der Verarbeitbarkeit erfolgte mit dem Box Test sowie mit dem Setzfließmaß mit Blockierung. Das Mörtelvolumen und die Kornabstufungen der groben Gesteinskörnungen waren so gewählt, dass in allen Fällen blockierungsfreies Fließen sichergestellt war. Bild 4 zeigt die Sieblinie SL 2, die in den Hauptuntersuchungen verwendet wurde.

3.2.4 Betonzusammensetzung, Herstellung und Prüfungen

Als Ausgangsbeton wurde ein aus Voruntersuchungen optimierter selbstverdichtender Beton gewählt. Untersucht wurden die Auswirkungen von Schwankungen im Wassergehalt von rd. ± 7 l/m³ auf den zeitlichen Verlauf des Setzfließmaßes, der Trichtergereschwindigkeit und der Steighöhe im Box Test. Des Weiteren wurde die Veränderung der Verarbeitbarkeitseigenschaften infolge einer Fließmittelnachdosierung untersucht. Die Zusammensetzungen der Betone sind in Tafel 1 dargestellt.

Die Betonausgangsstoffe wurden in der Reihenfolge Gesteinskörnung, Zement und Flugasche, $\frac{2}{3}$ Zugabewasser und $\frac{1}{3}$ Zugabewasser mit Fließmittel in einem 200 l fassenden Laborzwangsmischer 3 min lang nach Fließmittelzugabe gemischt.

Danach wurden folgende Prüfungen durchgeführt:

- Setzfließmaß sm
- zugehörige Zeit t_{500} , die der SVB benötigt, um auf einen Durchmesser von 500 mm zu fließen

In practice the relationships investigated here should be investigated by sufficient selective initial tests in the laboratory and checked by control tests on commercially produced concretes.

3.2 Constituents

3.2.1 Cement and concrete additions

The composition of the powder mix in the concrete was directed towards minimum cement content and the highest permissible water/cement ratio as specified in DIN 1045-2 [10] for the exposure classes XC1/XC2 with a total powder content of about 550 kg/m³.

This gave a cement content of 240 kg/m³ and a fly ash content of 310 kg/m³. The cement used was a CEM III/A 32,5 N cement and the concrete addition was a coal fly ash conforming to DIN EN 450 [8]. The water demand of the cement was 30.5 wt.%, and of the fly ash was 31.5 wt.%. The initial setting time of the cement was 195 min.

The cement and the fly ash as well as the powder mix were assessed granulometrically using the β p value method [5, 6], and the saturation water content (see Section 2) was determined for the concrete mixes. The saturation water content corresponded to a volumetric water/solids ratio of 1.05 for the cement, of 0.65 for the fly ash and of 0.90 for the powder mix. This last water content corresponds to a water/solids ratio by weight of about 0.35. Experience shows that the β p value method gives higher saturation water contents than are necessary for the SCC so the initial water contents in the concrete were reduced by 10 % from this value and then optimized in the further trials.

3.2.2 Plasticizers

Four plasticizers with general building inspectorate approval were chosen for the preliminary trials. These had active ingredients based on polycarboxylate ether (PCE) and according to the manufacturers were suitable for use in ready-mixed concrete. The solids contents of these plasticizers were determined by evaporation in accordance with EN 480-8 [11]. The plasticizers investigated had solids contents of about 35 wt.%. The infrared spectrographic traces showed that the active ingredients of the four plasticizers were not identical. However, the investigations with the Viskomat NT to determine the saturation curves [3] gave virtually identical saturation dosages of about 0.25 wt.% plasticizer relative to the mass of cement, with shear resistances that deviated negligibly from one another.

In the production of self compacting concrete as ready-mixed concrete it is essential to achieve sufficiently long workability, so the duration of action of the individual plasticizers in standard concrete compositions (cement = 300 kg/m³, coal fly ash = 250 kg/m³, mixing water = 175 l/m³) was determined in further preliminary trials. These standard concretes were adjusted with the different plasticizers to give an initial slump flow with J-ring of 75 cm. The slump flow test with J-ring was then repeated at intervals of 30 min. In these tests one plasticizer proved to be particularly suitable with respect to plasticizing effect, quantity added and duration of action. The main investigations were therefore carried out only with this plasticizer.

3.2.3 Aggregate

Rhine sand and Rhine gravel were used as aggregates. To reduce the tendency to blocking a grading curve was designed following the procedure in [5] and then varied within the individual fractions. The box test and the slump flow with J-ring were used to determine the blocking behaviour and to check the workability. The mortar volume and the particle size gradings of the coarse aggregates were chosen to ensure blocking-free flow in all cases. Figure 4 shows the SL 2 grading curve which was used in the main investigations.

3.2.4 Concrete composition, production and testing

A self compacting concrete optimized from preliminary investigations was chosen as the starting concrete. The investigations covered the effects of fluctuations in water content of about ± 7 l/m³ on the time-dependent behaviour of the slump flow, the funnel speed and the height of rise in the box test. The change in work-

- relative Trichtergeschwindigkeit R
- Steighöhe im Box Test
- Setzfließmaß mit Blockkiering sm_R
- zugehörige Zeit t_{500R} , die der SVB benötigt, um durch den Blockkiering auf einen Durchmesser von 500 mm zu fließen
- ggf. zeitabhängige Eintauchtiefe des Tauchstabs

Diese Prüfungen wurden alle 30 min nach kurzem Aufmischen wiederholt. Als Grenze der Fließfähigkeit wurde ein Setzfließmaß $sm < 60$ cm festgelegt. Erreichte ein Beton diese Grenze, wurde jeweils 0,2 M.-% Fließmittel in den Mischer nachdosiert und 90 s gemischt. Unmittelbar danach wurden die Frischbetonprüfungen am nachdosierten SVB wiederholt und anschließend im alten Rhythmus fortgeführt.

4 Prüfergebnisse

4.1 Laborbetone

4.1.1 Variation des Wassergehalts

Die Bilder 5 bis 7 zeigen den Verlauf der gemessenen relativen Trichtergeschwindigkeiten über den zugehörigen Setzfließmaßen für die Betone SVB 1, SVB 2a und SVB 3. Diese Betone unterscheiden sich dadurch, dass der Zugabewassergehalt jeweils um $\pm 7 \text{ l/m}^3$ um den optimalen Wassergehalt von 175 l/m^3 bei sonst gleicher Zusammensetzung schwankte (siehe Tafel 1). Alle Betone erfüllten die Anforderungen der Verarbeitbarkeitsprüfungen Box Test und Blockkieringprüfung, solange sie eine ausreichende Fließfähigkeit (Setzfließmaß > 60 cm) aufwiesen. Besonders wurde die Entmischungseigenschaft der Betone überprüft. Bei Setzfließmaßen über 75 cm und relativen Trichtergeschwindigkeiten über $1,0 \text{ s}^{-1}$ war die Mischungstabilität der hier untersuchten Betone mit einem Mehlkorngesamt von 550 kg/m^3 nicht immer gegeben. In Tafel 2 sind die gemessenen Werte der Setzfließmaße und zugehörigen relativen Trichtergeschwindigkeiten der untersuchten Laborbetone zusammengefasst.

Der Beton SVB 2a mit 175 l/m^3 Wasser war nach der Herstellung sehr weich und neigte mit einem Setzfließmaß von 81 cm und einer relativen Trichtergeschwindigkeit von $1,13 \text{ s}^{-1}$ zum Sedimentieren. Trotzdem fiel die Verarbeitbarkeit innerhalb von 60 min unter die Verarbeitbarkeitsgrenze ab. Optimale selbstverdichtende Eigenschaften besaß der Beton dabei zwischen 20 min und 40 min nach Mischungsende. Eine Nachdosierung von 0,2 M.-% Fließmittel nach 60 min brachte den Beton fast wieder in sein Anfangsfließverhalten zurück. Nach einer kurzen Übergangszeit von rd. 15 min erreichte der Beton dann optimale selbstverdichtende Eigenschaften für weitere rd. 70 min (siehe Bild 8).

SVB 1 und SVB 3 zeigten ebenfalls ein erhebliches Ansteifen. SVB 1, dem 7 l/m^3 Wasser weniger zugegeben wurde, zeigte einen schnelleren Abfall der Verarbeitbarkeit als SVB 2a. Durch den geringeren Abstand der Teilchen zueinander (geringere Wasserfilmdecken) und durch die neu gebildeten Oberflächen infolge der Anfangsreaktionen des Zements wird die Wirkungsdauer des Fließmittels eingeschränkt. Durch die Nachdosierung nach 30 min konnte das Mehlkorn wieder dispergiert werden. SVB 3 hingegen zeigte wegen des erhöhten Wassergehalts von 182 l/m^3 eine höhere Fließfähigkeit. Jedoch konnte der Beton erst 30 min nach Mischungsende sicher ohne Entmischung eingebaut werden. Danach wies er für eine volle Stunde optimale selbstverdichtende Frischbetoneigenschaften auf. Eine Nachdosierung von 0,2 M.-% Fließmittel im Alter von 120 min brachte den Beton ebenfalls wieder in sein Anfangsfließverhalten zurück und sorgte für eine weitere Verarbeitbarkeitszeit von 2 h.

Erwartungsgemäß wirkten sich Schwankungen im Zugabewassergehalt sowohl auf das Setzfließmaß als auch auf die relative Trichtergeschwindigkeit aus.

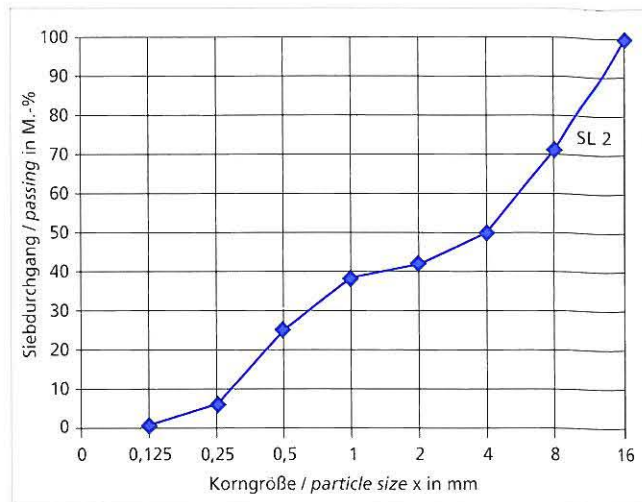


Bild 4: Verwendete Sieblinie der SVB

Figure 4: Grading curves used for the SCC

ability characteristics caused by subsequent addition of plasticizer was also investigated. The compositions of the concretes are shown in Table 1.

The concrete components were mixed in the sequence – aggregate, cement and fly ash, $\frac{2}{3}$ mixing water and $\frac{1}{3}$ mixing water with plasticizer – in a 200 l mechanical laboratory mixer for 3 min after addition of the plasticizer.

The following tests were then carried out:

- slump flow sm
- associated time t_{500} that the SCC requires to flow to a diameter of 500 mm
- relative funnel speed R
- height of rise in the box test
- slump flow with J-ring smR
- associated time t_{500R} that the SCC requires to flow through the J-ring to a diameter of 500 mm
- where applicable, the time-dependent immersion depth of the plunger

The tests were repeated every 30 min after brief re-mixing. A slump flow $sm < 60$ cm was set as the limit for flowability. If a concrete reached this limit 0.2 wt.% plasticizer were added to the mixer and mixed for 90 s. Immediately after that the fresh concrete tests were repeated on the SCC with additional plasticizer and then continued in the original pattern.

4 Test results

4.1 Laboratory concretes

4.1.1 Variation of the water content

Figures 5 to 7 show the behaviour of the measured relative funnel speeds plotted against the associated slump flows for the concretes SCC 1, SCC 2a and SCC 3. These concretes differed from one another in that the mixing water content varied by $\pm 7 \text{ l/m}^3$ about the

Tafel 1: Zusammensetzung der Betone für die Laborversuche

Table 1: Composition of the laboratory concretes

Zusammensetzung der Betone / Concrete composition						
Nr.		SVB 1	SVB 2a	SVB 3	SVB 2b	SVB 2c
CEM III/A 32,5	kg/m ³	240	240	240	240	240
Flugasche / fly ash	kg/m ³	310	310	310	310	310
Wasser / water	kg/m ³	168	175	181	175	175
Fließmittel / plasticizer	kg/m ³	2,40	2,40	2,40	2,64	2,88
Gesteinskörnung / aggregate	kg/m ³	1566	1548	1532	1548	1548
Luft / air	Vol.-%	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
(w/z) _{eq} / w/c _{eq}	–	0,62	0,64	0,67	0,64	0,64

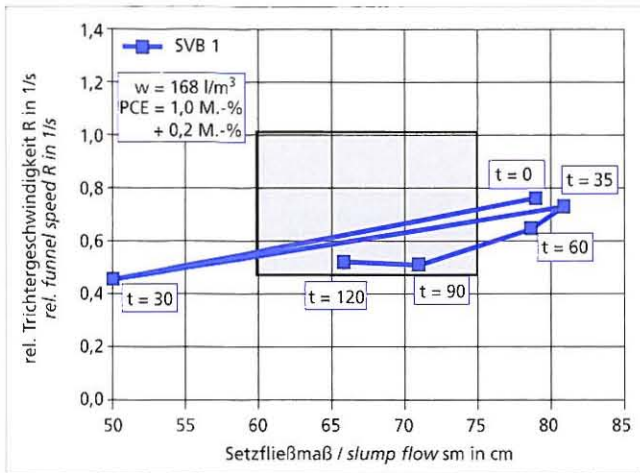


Bild 5: Darstellung der relativen Trichtergergeschwindigkeiten über den entsprechenden Setzfließmaßen in Abhängigkeit von der Zeit für SVB 1 ($w = 168 \text{ l/m}^3$) mit Fließmittelnachdosierung in Höhe von 0,2 M.-% v. z nach 30 min

Figure 5: Plot of the relative funnel speeds against the corresponding slump flows as a function of time for SCC 1 ($w = 168 \text{ l/m}^3$) with additional dosage of plasticizer of 0.2% by mass of c after 30 minutes

4.1.2 Variation des Fließmittelgehalts

Die Bilder 6, 9 und 10 zeigen den Verlauf der gemessenen relativen Trichtergergeschwindigkeiten über den zugehörigen Setzfließmaßen für den Beton SVB 2a mit unterschiedlichen Fließmittelgehalten. Diese Betone unterschieden sich dadurch, dass sie bei dem optimalen Wassergehalt von 175 l/m^3 und sonst gleicher Zusammensetzung unterschiedliche Fließmitteldosierungen aufwiesen (siehe Tafel 1). Alle Betone erfüllten die Anforderungen an die Steighöhe im Box Test und an das Setzfließmaß mit Blockiererring, solange sie eine ausreichende Fließfähigkeit (Setzfließmaß $> 60 \text{ cm}$) aufwiesen. Auch hier war die Stabilität der Mischung gegeben, wenn die Werte Setzfließmaß $\text{sm} < 75 \text{ cm}$ und Trichtergergeschwindigkeit $R < 1 \text{ s}^{-1}$ betragen.

Die Bilder 9 und 10 verdeutlichen den Einfluss der Fließmittelmengende auf das Setzfließmaß über die Zeit und damit auf die Verarbeitbarkeitszeit. Durch die etwas erhöhte Fließmitteldosierung konnte die Verarbeitbarkeitszeit deutlich verlängert werden.

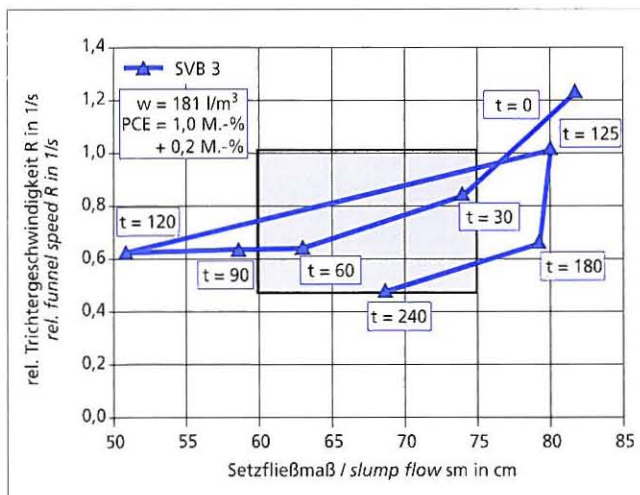


Bild 7: Darstellung der relativen Trichtergergeschwindigkeiten über den entsprechenden Setzfließmaßen in Abhängigkeit von der Zeit für SVB 3 ($w = 181 \text{ l/m}^3$) mit Fließmittelnachdosierung in Höhe von 0,2 M.-% v. z nach 120 min

Figure 7: Plot of the relative funnel speeds against the corresponding slump flows as a function of time for SCC 3 ($w = 181 \text{ l/m}^3$) with additional dosage of plasticizer of 0.2% by mass of c after 120 minutes

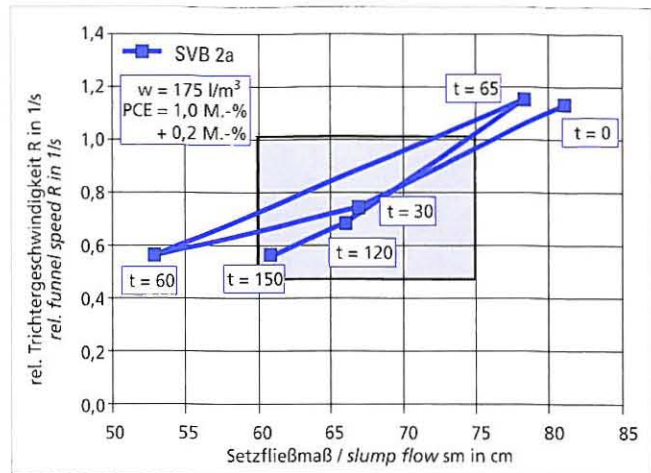


Bild 6: Darstellung der relativen Trichtergergeschwindigkeiten über den entsprechenden Setzfließmaßen in Abhängigkeit von der Zeit für SVB 2a ($w = 175 \text{ l/m}^3$) mit Fließmittelnachdosierung in Höhe von 0,2 M.-% v. z nach 60 min

Figure 6: Plot of the relative funnel speeds against the corresponding slump flows as a function of time for SCC 2a ($w = 175 \text{ l/m}^3$) with additional dosage of plasticizer of 0.2% by mass of c after 60 minutes

optimum water content of 175 l/m^3 with otherwise the same composition (see Table 1). All concretes fulfilled the requirements of the workability tests, namely the box test and J-ring test, for as long as they had adequate flowability (slump flow $> 60 \text{ cm}$). A particular check was made on the tendency of the concretes to segregate. For slump flows over 75 cm and relative funnel speeds over 1.0 s^{-1} the concrete mixes investigated here with a powder content of 550 kg/m^3 were not always stable. The measured values of the slump flow and associated relative funnel speeds of the laboratory concretes investigated are listed in Table 2.

Concrete SCC 2a with 175 l/m^3 water was very fluid after production; it had a slump flow of 81 cm and relative funnel speed of 1.13 s^{-1} , and had a tendency to sedimentation. In spite of this the workability dropped below the workability limit within 60 min. The concrete had optimum self compacting characteristics between 20 min and 40 min after the end of mixing. Subsequent addition of 0.2 wt.% plasticizer after 60 min brought the concrete back to almost its initial flow behaviour. After a short transition time of about 15 min the concrete then achieved optimum self compacting properties for a further period of about 70 min (see Figure 8).

SCC 1 and SCC 3 also exhibited substantial incipient stiffening. SCC 1 to which 7 l/m^3 too little water had been added exhibited a more rapid drop in workability than SCC 2a. The duration of action of the plasticizer was restricted due to the smaller distance between the particles (smaller water film thickness) and to the newly formed surfaces resulting from the initial reactions of the cement. The powder was dispersed again by the subsequent addition of plasticizer after 30 min. SCC 3, on the other hand, exhibited higher flowability because of the increased water content of 182 l/m^3 . However, it was 30 min after the end of mixing before the concrete could be placed safely without segregation. After that it exhibited optimum self compacting fresh concrete properties for a full hour. Subsequent addition of 0.2 wt.% plasticizer at 120 min also brought the concrete back to its initial flow behaviour and ensured a further workability period of 2 h.

As expected, fluctuations in the mixing water content affected both the slump flow and the relative funnel speed.

4.1.2 Variation in the plasticizer content

Figures 6, 9 and 10 show the behaviour of the measured relative funnel speeds plotted against the associated slump flows for the concrete SCC 2a containing different levels of plasticizer. These concretes differed in that they had the optimum water content of 175 l/m^3 and otherwise the same composition but with different quantities of added plasticizer (see Table 1). All concretes fulfilled

Entsprechend den höheren Dosierungsmengen waren die Betone SVB 2b und SVB 2c wegen anfänglicher Entmischungsneigung erst zu späteren Zeitpunkten einbaubar (SVB 2b nach rd. 30 min und SVB 2c nach rd. 45 min), wiesen dann jedoch eine ausreichend lange Verarbeitbarkeitszeit auf. Darüber hinaus wäre eine weitere Fließmittelnachdosierung zu späteren Zeitpunkten auch möglich gewesen. Die Entmischungsneigung wird auch durch die Schnittbilder in Bild 10 deutlich. Der Beton SVB 2c mit einer 20 % höheren Dosierung des Fließmittels neigte direkt nach dem Mischen zum Absetzen (rechtes Schnittbild), zeigte nach 60 min jedoch eine ausreichende Stabilität (linkes Schnittbild). Dieses Verhalten ist am frischen Beton auch mit dem Tauchstabverfahren [7] erkennbar.

4.2 Überprüfung der Frischbetoneigenschaften an einem im Transportbetonwerk hergestellten SVB

Um die Ergebnisse aus dem Labor zu überprüfen, wurde ein selbstverdichtender Beton SVB P1 mit einer Zusammensetzung entsprechend SVB 2b im Transportbetonwerk hergestellt und seine Frisch- und Festbetoneigenschaften untersucht. Dabei war besonders zu beachten, dass die Gesteinskörnungen je nach Fraktion Eigenfeuchten von 1 M.-% bis 5 M.-% besitzen. Dies erschwert auf der einen Seite eine genaue Wasserdosierung. Auf der anderen Seite sind diese Gesteinskörnungen dadurch in der Regel wassergesättigt, so dass ein Wasserverlust durch Saugen nicht vorkommt. Zur Herstellung des SVB wurde folgende Vorgehensweise gewählt. Um zu vermeiden, dass dem Beton mehr Wasser als benötigt zugegeben wird, wurde unter Berücksichtigung der Eigenfeuchte etwa 10 l Wasser pro m³ Beton planmäßig weniger eingewogen. Die Anfangskonsistenz des SVB ohne Fließmittel wurde dann augenscheinlich durch weitere Wasserzugabe eingestellt. Danach wurde

Tafel 2: Setzfließmaße und zugehörige relative Trichtergeschwindigkeiten der untersuchten Laborbetone
Table 2: Slump flows and associated relative funnel speeds of the laboratory concretes investigated

Frischbetonkennwerte / Parameters of fresh concrete sm, R										
Alter / Age	SVB 1		SVB 2a		SVB 3		SVB 2b		SVB 2c	
	sm	R	sm	R	sm	R	sm	R	sm	R
[min]	[cm]	[1/s]	[cm]	[1/s]	[cm]	[1/s]	[cm]	[1/s]	[cm]	[1/s]
0	79	0,77	81	1,13	82	1,23	78	0,90	82	0,87
30	50	0,46	67	0,75	74	0,83	73	0,83	78	0,67
35	81*	0,74*	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.
60	78	0,62	53	0,57	63	0,66	66	0,81	74	0,61
65	n.b.	n.b.	78*	1,14*	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.
90	72	0,48	n.b.	n.b.	58	0,66	61	0,73	70	0,53
120	66	0,49	66	0,71	51	0,62	60	0,61	68	0,46
125			n.b.	n.b.	80*	1,01*			n.b.	n.b.
150			61	0,57	n.b.	n.b.			66	0,46
180					78	0,64			64	0,45
240					68	0,49				

* Kennwert nach FM-Nachdosierung / Parameter after additional plasticizer dosage

the requirements on the height of rise in the box test and on the slump flow with J-ring for as long as they had adequate flowability (slump flow > 60 cm). Here again the mix was stable when the slump flow sm was < 75 cm and funnel speed R was < 1 s⁻¹.

Figures 9 and 10 illustrate the influence of the quantity of plasticizer on the slump flow over time and hence on the workability period. The workability period was significantly prolonged by the somewhat increased dosage of plasticizer. Corresponding to the higher dosages the concretes SCC 2b and SCC 2c could only be placed at later times because of the initial tendency to segregation (SCC 2b after about 30 min and SCC 2c after about 45 min) but they then exhibited adequately long workability times. Subsequent addition of plasticizer at some later time would also have been possible. The tendency to segregation is also clear from the sections shown in Figure 10. The SCC 2c concrete with an extra 20 % of plasticizer tended to settle directly after mixing (right-hand section) but exhibited adequate stability after 60 min (left-hand section). This behaviour can also be detected in the fresh concrete by the plunger method [7].

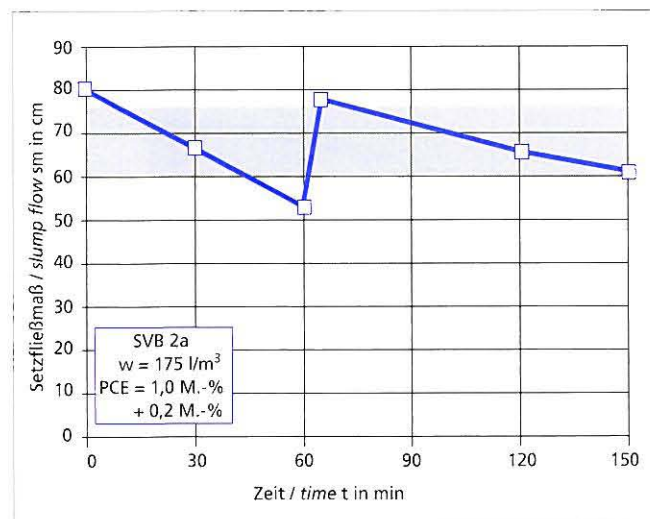


Bild 8: Zeitlicher Verlauf des Setzfließmaßes für den SVB 2a mit Fließmittelnachdosierung in Höhe von 0,2 M.-% v. z. nach 60 min
Figure 8: Behaviour of the slump flow with time for SCC 2a with additional dosage of plasticizer of 0.2% by mass of c after 60 minutes

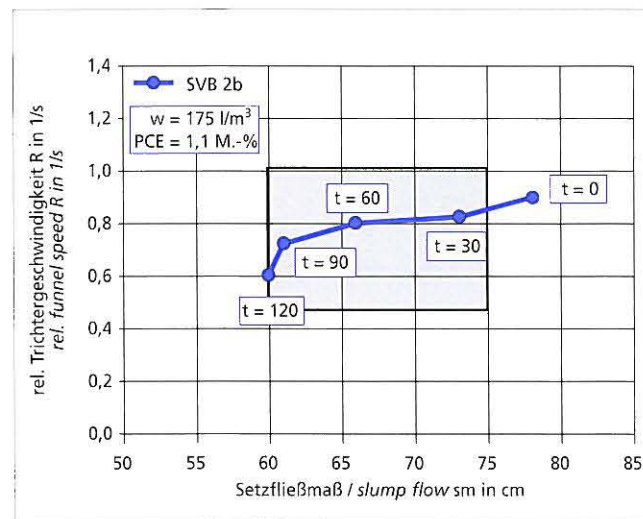


Bild 9: Darstellung der relativen Trichtergeschwindigkeiten über den entsprechenden Setzfließmaßen in Abhängigkeit von der Zeit für SVB 2b
Figure 9: Plot of the relative funnel speed against the corresponding slump flow as a function of time for SCC 2b

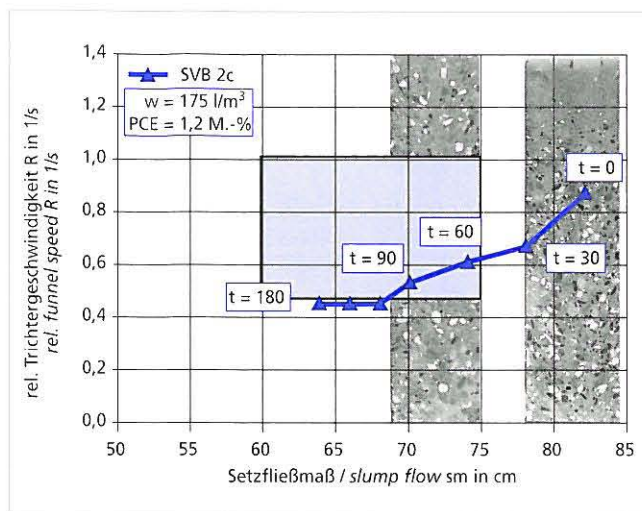


Bild 10: Darstellung der relativen Trichtergergeschwindigkeiten über den entsprechenden Setzfließmaßen in Abhängigkeit von der Zeit für SVB 2c

Figure 10: Plot of the relative funnel speed against the corresponding slump flow as a function of time for SCC 2c

90 % der vorgesehenen Fließmittelmenge zugegeben und der Beton ausreichend gemischt. Anschließend wurden die Fließfähigkeit und die Viskosität des SVB mit dem Setzfließmaß und zugehöriger t_{500} -Zeit überprüft, erforderlichenfalls durch weitere Fließmittelzugabe auf den Wert des planmäßigen Ausgangsfließmaßes gebracht und dann in einen Fahrsmischer gefüllt. Die Chargengröße betrug jeweils 1,5 m³. Danach wurden nach 30 min und 60 min das Setzfließmaß mit zugehöriger t_{500} -Zeit, die Trichterausließzeit und die Steighöhe im Box Test ermittelt. Bild 11 zeigt den zeitlichen Verlauf des Setzfließmaßes des SVB P1 und den Vergleich mit den entsprechenden Laborbetonen. Durch die größere Mischungsmenge und durch die ständige Bewegung in der Fahrsmischertrommel zeigte der SVB P1 nach 30 min einen etwas günstigeren zeitlichen Verlauf des Fließverhaltens. Bild 12 zeigt den zeitlichen Verlauf der t_{500} -Zeit als Kenngröße für die dynamische Viskosität sowie der Mischungszusammensetzung. Auch hier reichte sich der Praxisbeton somit in das Verhalten der Laborbetone ein.

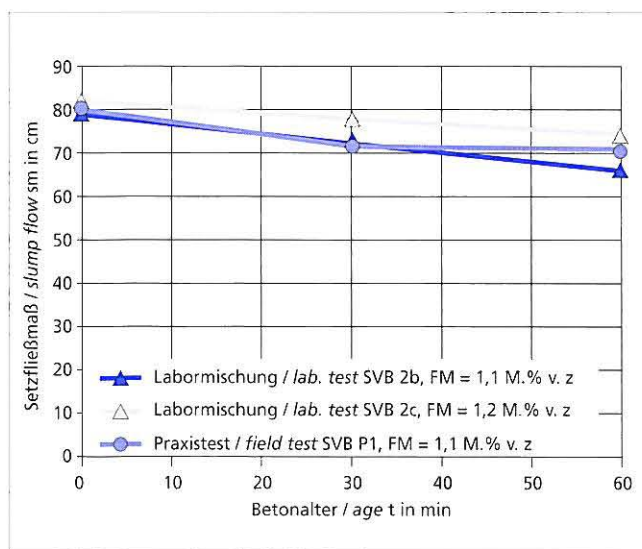


Bild 11: Zeitlicher Verlauf des Setzfließmaßes des SVB P1 und Vergleich mit den entsprechenden Laborbetonen

Figure 11: Behaviour of the slump flow of the SCC P1 with time and comparison with the corresponding laboratory concretes

4.2 Testing the fresh concrete properties of a SCC produced in a ready-mixed concrete plant

A self compacting concrete SCC P1 with a composition corresponding to SCC 2b was produced in a ready-mixed concrete plant and its fresh and hardened concrete properties were examined in order to check the results from the laboratory. Particular attention had to be paid to the fact that the aggregates had inherent moisture levels of 1 wt.% to 5 wt.%, depending on the fraction. On the one hand this made accurate water addition more difficult, but on the other hand it meant that as a rule these aggregates were saturated with water so that there was no water loss by absorption. The following procedure was chosen for producing the SCC. To avoid adding more water than was necessary to the concrete about 10 l less water were added per m³ concrete to take account of the inherent moisture content. The initial consistency of the SCC without plasticizer was then adjusted visually by further water addition. 90 % of the scheduled quantity of plasticizer was then added and the concrete was properly mixed. The flowability and the viscosity of the SCC were checked by the slump flow and associated t_{500} time, if necessary brought to the planned value for the initial slump flow by further addition of plasticizer, and then placed in a truck mixer. In each case the batch size was 1.5 m³. The slump flow with associated t_{500} time, the funnel discharge time and the height of rise in the box test were then determined after 30 min and 60 min. Figure 11 shows the behaviour with time of the slump flow of SCC P1 and the comparison with the corresponding laboratory concretes. Due to the larger quantity of mix and the continuous movement in the truck mixer drum the SCC P1 showed somewhat more favourable flow behaviour with time after 30 min. Figure 12 shows the behaviour with time of the t_{500} time (the parameter for dynamic viscosity) for the mix compositions. Here again the concrete produced under practical conditions matches the behaviour of the laboratory concretes.

4.3 Hardened concrete properties

All the concretes examined had the required hardened concrete properties. The compressive strength was 48 ± 3 N/mm², the tensile splitting strength was 3.8 ± 0.2 N/mm², the modulus of elasticity was approximately 28 000 N/mm², the shrinkage after 90 d was 0.40 ± 0.03 mm/m, and the depth of carbonation after 90 d was 9 ± 2 mm.

5 Summary

The aim of the investigations was to examine the influence of fluctuations in the composition of self compacting concretes on

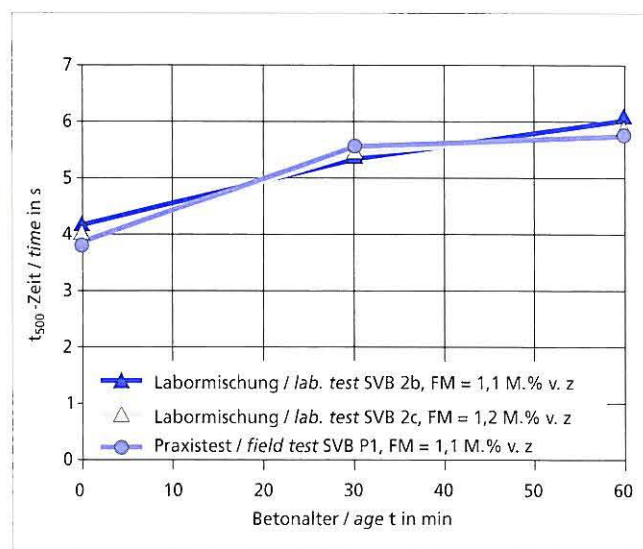


Bild 12: Zeitlicher Verlauf der t_{500} -Zeit des SVB P1 und Vergleich mit den entsprechenden Laborbetonen

Figure 12: Behaviour with time of the t_{500} time of SCC P1 and comparison with the corresponding laboratory concretes

4.3 Festbetonergebnisse

Alle untersuchten Betone besaßen anforderungsgemäße Festbetoneigenschaften: Die Druckfestigkeit betrug $48 \pm 3 \text{ N/mm}^2$, die Spaltzugfestigkeit lag bei $3,8 \pm 0,2 \text{ N/mm}^2$, der E-Modul betrug rd. $28\,000 \text{ N/mm}^2$, das Schwindmaß nach 90 d betrug $0,40 \pm 0,03 \text{ mm/m}$ und die Carbonatisierungstiefe nach 90 d lag bei $9 \pm 2 \text{ mm}$.

5 Zusammenfassung

Ziel der Untersuchungen war es, den Einfluss von Schwankungen in der Zusammensetzung von selbstverdichtenden Transportbetonen auf die Verarbeitbarkeitseigenschaften zu ermitteln und eventuell notwendige Korrekturmaßnahmen bei Verlust der erforderlichen Eigenschaften zu entwickeln.

Gegenstand der Untersuchung war ein selbstverdichtender Transportbeton, der die Anforderungen an Innenraumbeton nach DIN 1045-2 erfüllt (äquivalenter Wasserzementwert rd. 0,65) und damit in seiner Zusammensetzung repräsentativ für einen großen Produktionsanteil in Transportbetonwerken ist. Die hier vorgestellten Ergebnisse beschränken sich auf Betone ohne Stabilisierer mit einem Mehlgöringehalt von 550 kg/m^3 (Mehlgöringtyp), einem Wassergehalt von 175 l/m^3 und einem Leimvolumen von etwa 36 Vol.-% sowie einem Wasserfeststoffwert des Leims von etwa 0,32. Die selbstverdichtenden Verarbeitungseigenschaften wurden durch Prüfungen des Setzfließmaßes mit und ohne Blockierung, der relativen Trichtergeschwindigkeit und der Steighöhe im Box Test an Laborbetonen ermittelt sowie an einem unter Praxisbedingungen im Transportbetonwerk hergestellten Praxisbeton überprüft. Als Zement wurde ein CEM III/A 32,5 nach DIN EN 197-1 und als Betonzusatzstoff eine Steinkohlenflugasche nach DIN EN 450 eingesetzt. Der Einfluss unterschiedlicher Fließmittel auf den zeitlichen Verlauf des Setzfließmaßes wurde anhand einer Standardbetonzusammensetzung überprüft. Daraus erwies sich ein Fließmittel auf der Basis von Polycarboxylatether als besonders wirksam. Deshalb kam in den Hauptversuchen nur dieses Fließmittel zum Einsatz. Als Variation der Zusammensetzung wurde gegenüber der in Voruntersuchungen festgelegten Betonrezeptur die Zugabewassermenge um $\pm 7 \text{ l/m}^3$ variiert. Als Maßnahme zur Korrektur nicht mehr ausreichend verarbeitbarer Betone wurde eine Fließmittelnachdosierung von bis zu 0,2 M.-% untersucht. Alle untersuchten Betone besaßen anforderungsgemäße Festbetoneigenschaften.

Die Veränderungen der Verarbeitbarkeitseigenschaften selbstverdichtender Betone wurden in Abhängigkeit vom Setzfließmaß und von der relativen Trichtergeschwindigkeit dargestellt. In einer solchen Darstellung kann ein Bereich abgegrenzt werden, innerhalb dessen erfahrungsgemäß ausreichend gute Verarbeitbarkeitseigenschaften, d.h. eine ausreichende Fließfähigkeit, Entlüftung und Mischungsstabilität, selbstverdichtender Betone gegeben sind. Korrekturmaßnahmen für das Fließverhalten lassen sich hier gezielt einleiten und beurteilen.

Die Ergebnisse können wie folgt zusammengefasst werden:

- Die Sollzusammensetzung selbstverdichtender Betone muss durch Erstprüfungen auf der Basis der zum Einsatz kommenden mehlfinen Stoffe und Gesteinskörnungen ermittelt werden.
- Als ausreichend verarbeitungsfähig erweisen sich erfahrungsgemäß Betone mit einem Setzfließmaß zwischen 60 cm und 75 cm und einer relativen Trichtergeschwindigkeit zwischen $0,45 \text{ s}^{-1}$ und $1,0 \text{ s}^{-1}$.
- Im Hinblick auf die Istzusammensetzung sind besonders die Auswirkungen von Schwankungen im Gesamtwassergehalt auf das Setzfließmaß zu berücksichtigen. Durch Erstversuche sind die vertretbaren Schwankungsbreiten zu ermitteln.
- Abweichungen im Zugabewassergehalt von $\pm 7 \text{ l/m}^3$ verändern in diesen Versuchen bereits die Fließfähigkeit und die Mischungsstabilität merklich.
- Etwas erhöhte Setzfließmaße bzw. relative Trichtergeschwindigkeiten nach dem Mischen verringern sich bei den hier untersuchten Betonen infolge des Ansteifens bereits innerhalb kurzer Zeiten.
- Bei nicht mehr ausreichenden Setzfließmaßen und Trichtergeschwindigkeiten konnten durch eine Nachdosierung des

the workability properties and to develop any corrective measures which may be necessary if the requisite properties are lost.

The subject of the investigation was a self compacting ready-mixed concrete which fulfilled the requirements for interior concrete complying with DIN 1045-2 (equivalent water/cement ratio approximately 0.65) and therefore had a composition which was representative of a large proportion of the production in ready-mixed concrete plants. The results given here are confined to concretes without stabilizers with a powder content of 550 kg/m^3 ("powder type") and a water content of 175 l/m^3 , a paste volume of about 36 vol.-% and a water/solids ratio of the paste of about 0.32. The self compacting workability properties were determined by testing the slump flow with and without J-ring, the relative funnel speed and the height of rise in the box test using laboratory concretes, and were also checked on a commercial concrete produced under practical conditions in a ready-mixed transport plant. The cement used was a CEM III/A 32,5 cement complying with DIN EN 197-1; a coal fly ash complying with DIN EN 450 was used as a concrete addition. The influence of different plasticizers on the behaviour of the slump flow with time was checked with the aid of a standard concrete composition. This showed that one plasticizer based on polycarboxylate ether was particularly effective. This was therefore the only plasticizer used in the main tests. To vary the composition the quantity of mixing water was varied by $\pm 7 \text{ l/m}^3$ for the concrete mix formulation established in the preliminary trials. An additional dosage of plasticizer of up to 0.2 % by mass, relative to the cement content, was investigated as means of correcting concretes which no longer had adequate workability. All the concretes investigated exhibited solid concrete properties which complied with the requirements.

The changes in the workability properties of self compacting concretes were plotted as a function of the slump flow and of the relative funnel speed. In such a representation it is possible to delimit a range within which experience shows that the self compacting concretes have sufficiently good workability properties, i.e. adequate flowability, de-aeration and mix stability. Corrective measures of flowability can be well directed introduced and assessed.

The results can be summarized as follows:

- The target composition of self compacting concretes must be determined by preliminary tests based on the powder materials and aggregates which are to be used.
- Experience shows that concretes with a slump flow between 60 cm and 75 cm and a relative funnel speed between 0.45 s^{-1} and 1.0 s^{-1} have adequate workability.
- The effects of fluctuations in the total water content on the slump flow must be taken into account when considering the actual composition. The admissible ranges of fluctuation must be determined by preliminary trials.
- In these trials deviations in the mixing water content of only $\pm 7 \text{ l/m}^3$ caused appreciable changes in the flowability and mix stability.
- With the concretes investigated here the somewhat increased levels of slump flow and relative funnel speeds after mixing were reduced after only short periods as a result of the stiffening.
- If the slump flow and funnel speed were no longer sufficient then adequate workability properties could be re-established even after quite long transport and storage times by an additional dosage of plasticizer.
- The effects of the interactions between powder and plasticizer on the slump flow should be checked by corresponding preliminary trials on standard concrete in order to maintain an adequate period of optimum self compacting properties.

These test results emphasize the importance of carefully planned preliminary trials and of initial and check tests during the production and placement of SCC used as ready-mixed concrete. The influence of temperature and of other concrete compositions is currently being examined.

Fließmittels ausreichende Verarbeitungseigenschaften selbst nach längeren Transport- bzw. Lagerzeiten wieder eingestellt werden.

- Um während eines ausreichenden Zeitraums optimale selbstverdichtende Eigenschaften aufrechtzuerhalten, sind die Einflüsse der Wechselwirkungen zwischen Mehlkorn und Fließmittel auf das Fließmaß durch entsprechende Vorversuche an Standardbeton zu überprüfen.

Diese Untersuchungsergebnisse unterstreichen die Bedeutung von sorgfältig geplanten Vorversuchen sowie Erst- und Kontrollprüfungen bei Herstellung und Verarbeitung von SVB als Transportbeton. Der Einfluss der Temperatur und weitere Betonzusammensetzungen werden in laufenden Arbeiten untersucht.

Literatur / Literature

- [1] Grube, H.; Rickert, J.: Selbstverdichtender Beton – ein weiterer Entwicklungsschritt des 5-Stoff-Systems Beton, *beton* 49 (1999), II. 4, S. 239–244
- [2] Schubert, H.: Kapillardruck und Zugfestigkeit von feuchten Haufwerken aus körnigen Stoffen, *Chemie-Ing.-Techn.* 45, 1973, No. 6, S. 396–401
- [3] Spanka, G.; Grube, H.; Thielen, G.: Wirkungsmechanismen verflüssigender Betonzusatzmittel, *Beton* 45 (1995), II. 11, S. 802–808 und H. 12, S. 876–881
- [4] <http://www.schleibinger.com>
- [5] Okamura, H.; Ozawa, K.: Mix Design For Self-Compacting Concrete, *Concrete Library of JSCE* No. 25, Juni 1995
- [6] Takada, K.; Pelova G.I.; Walraven, J.C.: Influence of Mixing Efficiency on the Mixture Proportion of General Purpose Self-Compacting Concrete, *International Symposium on High Performance Concrete and Reactive Powder Concrete*, 16–20 August 1998, Sherbrooke, Canada
- [7] DAfStb-Richtlinie für selbstverdichtenden Beton: Ergänzungen zu DIN 1045/09.88, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, DAfStb (Hrsg.), Berlin 2001
- [8] DIN EN 450: Flugasche für Beton – Definitionen, Anforderungen und Güteüberwachung, Deutsche Fassung EN 450: 1994, Ausgabe 1995-01
- [9] DIN EN 206-1: Beton; Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität
- [10] DIN 1045-2: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton, Spannbeton; Beton-Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität
- [11] DIN EN 480: Zusatzmittel für Beton, Mörtel und Einpressmörtel – Prüfverfahren, Teil 8 – Bestimmung des Feststoffgehalts, Deutsche Fassung EN 480-8: 1996, Ausgabe 1997-02

Beurteilung der Frischbetoneigenschaften von Selbstverdichtendem Beton

Assessment of the fresh concrete properties of self compacting concrete

Übersicht

Selbstverdichtender Beton (SVB) zeichnet sich durch seine besondere Verarbeitbarkeit aus. Es muss ein Optimum zwischen Fließfähigkeit, Selbstentlüftung und Homogenität bzw. Stabilität gefunden werden. Der Begriff Selbstverdichtung beschreibt eine Frischbetoneigenschaft, die auf vielfältige Weise mit unterschiedlichen Betonausgangsstoffen und Zusammensetzungen erreicht werden kann. Die Art der Verwendung bestimmt die benötigte Verarbeitbarkeit und den Verarbeitbarkeitszeitraum. Daher fällt es schwer, allgemeingültige Anforderungen an die Frischbetoneigenschaften von SVB im Rahmen von technischen Regelwerken zu formulieren oder sie in bestimmte Kategorien oder Verarbeitbarkeitsklassen einzuordnen, wie es bei den üblichen Betonen nach Norm der Fall ist.

Gerade bei der Verwendung von SVB kommt es darauf an, dass der Beton zum Einbaupunkt alle benötigten Frischbetoneigenschaften aufweist. Dabei bereitet die Beurteilung der Sedimentation die größten Probleme, da sie – von der totalen, augenscheinlichen Sedimentation abgesehen – in der Regel erst erkannt wird, wenn das Bauteil bereits betoniert wurde. Bislang gibt es kein geeignetes Prüfverfahren, mit dem die Stabilität des Betons vorausgesagt oder als Schnelltest unmittelbar vor dem Einbau bestimmt werden kann.

Es wird ein Verfahren vorgestellt, mit dem sich die für Selbstverdichtung benötigte Verarbeitbarkeit einschließlich Selbstentlüftung und Sedimentationsstabilität eines SVB beurteilen lässt. Damit können sowohl Übergaben auf der Baustelle geregelt als auch eventuell notwendige Korrekturmaßnahmen bei Verlust der entsprechenden Verarbeitbarkeit zielgerecht eingeleitet werden.

Abstract

Self compacting concrete (SCC) is distinguished by its special workability. An optimum must be found between flowability, self-deaeration and homogeneity or stability. The term "self compacting" describes a property of fresh concrete which can be achieved in a variety of ways with different concrete constituent materials and compositions. The nature of the application determines the requisite workability and workability period. It is therefore difficult to formulate generally valid specifications for the fresh concrete properties of SCC in the context of technical regulations or to classify them in specific categories or workability classes, as is usually the case with normal concretes.

When SCC is used it is important that the concrete has all the requisite fresh concrete properties at the time of placement. Assessment of the sedimentation causes the greatest problem because – apart from obvious total sedimentation – it can normally be recognized only when the component has already been concreted. So far there has been no suitable test method which can predict the stability of the concrete or can be used as a rapid test to determine the stability immediately before placement.

A method is proposed which can be used to assess the workability, including self-deaeration and sedimentation stability, needed for self compaction of a SCC. This makes it possible to regulate deliveries to the construction site as well as to initiate any specific correction measures which may be necessary if the appropriate workability is lacking.

1 Einleitung

Selbstverdichtender Beton (SVB) ist ein Beton, der entmischungsfrei unter dem Einfluss der Schwerkraft nahezu bis zum Niveausgleich fließt, dabei entlüftet und die Bewehrungsräume sowie die Schalung vollständig ausfüllt [1]. Ein SVB wird durch Eignungsprüfungen stufenweise aufgebaut, siehe u.a. [2, 3]. Zunächst erfolgt die Optimierung des Leims, anschließend die des Mörtels und zum Schluss die des Betons. Die benötigten Wasser- und Fließmittelgehalte werden in Leim- und Mörtelversuchen ermittelt. Als Zugabewasser ist mindestens der Wassergehalt vorzusehen, der erforderlich ist, um die Oberflächen der Feststoffpartikel zu benetzen und die Hohlräume des Mehlkornhaufwerks zu füllen. Ab diesem Wassergehalt sind die Suspensionseigenschaften durch Wasser und Fließmittel steuerbar. Die endgültige Optimierung erfolgt abschließend in Betonversuchen.

Der Begriff Selbstverdichtung beschreibt eine Frischbetoneigenschaft, die auf vielfältige Weise mit unterschiedlichen Betonausgangsstoffen und Zusammensetzungen erreicht werden kann. Die jeweilige Anwendung des Betons (Art und Form des Bauteils, Verwendung im Fertigteilwerk oder als Transportbeton, Expositi-

1 Introduction

Self compacting concrete (SCC) is a concrete that flows to a virtually uniform level under the influence of gravity without segregation, during which it deaerates and completely fills the formwork and the spaces between the reinforcement [1]. A SCC is built up in stages using suitability tests (see [2, 3] among others). The paste is optimized first, then the mortar and finally the concrete. The requisite levels of water and superplasticizer are established in the paste and mortar tests. The water content needed to wet the surfaces of the solid particles and fill the voids in the particulate powder material represents the minimum quantity of mixing water that has to be provided. Above this water content the properties of the suspension can be controlled by water and superplasticizer. The final optimization is then carried out in concrete tests.

The term "self compacting" describes a property of fresh concrete that can be achieved in a variety of ways with different concrete constituent materials and compositions. The particular application of the concrete (nature and shape of the component, use in precast element plant or as ready-mixed concrete, exposure class) determines the minimum cement content, the paste volume, the

tionsklassen) bestimmt den Mindestzementgehalt, das Leimvolumen, den notwendigen Verarbeitbarkeitszeitraum und die Zusammensetzung der Sieblinie.

Die Art der mehlfeinen Stoffe Zement und Zusatzstoff und ihr Volumenverhältnis beeinflussen den optimalen Wassergehalt des SVB und die Empfindlichkeit der Frischbetoneigenschaften gegenüber Schwankungen im Wassergehalt. Ist das Mehlkornaufwerk nicht gut abgestimmt und zu hohlraumreich, weist der daraus hergestellte SVB eine hohe Empfindlichkeit gegenüber Schwankungen im Wassergehalt auf: Unterhalb des optimalen Wassergehalts ist die Verarbeitbarkeit unzureichend, während geringfügig höhere Wassergehalte nicht durch das Mehlkorn gebunden werden können und es somit zu Absetzerscheinungen kommt. Darüber hinaus bestimmt die gewählte Mehlkornkombination das Fließverhalten des Betons. Es kann von „klebrig-zäh“ bis „wässrig“ reichen.

Das Füll- und Nivelliervermögen eines SVB ist immer auch von der jeweiligen Schalungsgeometrie und dem Verhältnis Schalungsoberfläche zu füllendem Volumen abhängig. Dies begründet auch das unterschiedliche Verhalten verschiedener SVB in Bezug auf den Schalungsdruck. Je nach Fließgrenze und Viskosität (s. Abschnitt 3.1) kann der Schalungsdruck vom vollen hydrostatischen Druck, der in der Regel anzusetzen ist, abweichen.

Das Zusammenwirken der mehlfeinen Stoffe und des Zusatzmittels bestimmt die Verarbeitbarkeitsdauer. Sie wird stark von der Reaktivität des Zements, der Lösungszusammensetzung nach Wasserzugabe sowie der Temperatur beeinflusst. Gerade bei der Verwendung von SVB als Transportbeton spielt die Verarbeitbarkeitsdauer eine herausragende Rolle.

Die Sieblinie der Gesteinskörnung muss an die Erfordernisse der Einbausituation angepasst werden. Gering bewehrte Betonbauteile können mit einem leimarmen, grobkornreicheren SVB problemlos betoniert werden. Höher bewehrte Bauwerke hingegen bedürfen eines leimreicheren SVB mit optimierter Sieblinie, um das Blockieren durch grobe Gesteinskörnungen zu vermeiden.

Diese Beispiele verdeutlichen die enorme Vielfalt in der Zusammensetzung selbstverdichtender Betone und ihr unterschiedliches rheologisches Verhalten. Gerade im Hinblick auf eine allgemeingültige Richtlinie zur Anwendung, Herstellung und Verarbeitung von SVB ist diesem Umstand Rechnung zu tragen. Daher bedarf es eines Konzepts zur Beurteilung der Verarbeitbarkeit von selbstverdichtenden Betonen, um sicherzustellen, dass der Beton ausreichend fließt, entlüftet und ein homogenes Gefüge aufweist.

2 Analogie Fließbeton

Die Einführung der Frischbetoneigenschaft „Selbstverdichtung“ ist in etwa mit der Einführung der Konsistenzklasse des Fließbetons Anfang der 70er Jahre vergleichbar. Ebenso wie heute mit der Markteinführung von Fließmitteln auf der Wirkstoffbasis von Polycarboxylatether ermöglichten in den 70er Jahren neue Wirkstoffe für verflüssigende Zusatzmittel wie Naphthalinsulfonat und Melaminsulfonat die Entwicklung des Fließbetons. Es wurde eine ähnliche Diskussion über den Nutzen des Fließbetons geführt. Die Verbesserung der Betonqualität und die Rationalisierung des Einbauvorgangs einerseits und Bedenken gegen den Einsatz der neuen Zusatzmittel und Gefahren durch Sedimentation, Verarbeitbarkeitsverlust sowie ungewisse, nachteilige Auswirkungen auf die Festbetonkennwerte durch den „erhöhten“ Mehlkornanteil von 350 kg/m^3 bis 420 kg/m^3 bestimmten die Diskussion. Es galt, die gleichen Aufgabenstellungen wie das Zusammenspiel zwischen Verarbeitbarkeit und Stabilität sowie die Grenzen der Herstellungsgenauigkeit zu lösen. Um die bei hoher Fließfähigkeit unverzichtbare Mischungsstabilität sicherzustellen, wurde die Ausgangskonsistenz des Betons ohne Fließmittel auf Werte zwischen 30 cm und 40 cm (Ende K2/Anfang K3) begrenzt [4, 5]. Durch diese Forderung wurde ein gutes Zusammenhaltevermögen des durch mit Fließmittel auf fließfähige Konsistenz verflüssigten Betons erreicht. Somit konnte auf eine direkte Prüfung der Mischungsstabilität verzichtet werden.

Des Weiteren forderte die Richtlinie zur Herstellung und Verarbeitung von Fließbeton umfangreiche Qualitätssicherungsmaßnahmen wie umfassende Eignungsprüfungen, die Zugabe des

required workability period and the composition of the grading curve.

The nature of the powder materials, namely cement and addition, and their volumetric ratio influence the optimum water content of the SCC and the sensitivity of the fresh concrete properties to fluctuations in water content. If the particulate powder material is not well coordinated and contains too many voids then the SCC produced from it will be highly sensitive to fluctuations in the water content – below the optimum water content the workability will be inadequate, while if the water content is slightly higher it cannot be bound by the powder and settlement phenomena occurs. The chosen powder combination also determines the flow behaviour of the concrete. It can range from “sticky-viscous” to “watery”.

The filling and levelling ability of a SCC is always also dependent on the particular formwork geometry and the ratio of formwork surface area to volume to be filled. This is also the reason for the differing behaviour of different SCCs with respect to formwork pressure. Depending on the yield value and viscosity (see Section 3.1) the formwork pressure may deviate from the full hydrostatic pressure that normally has to be specified.

The interaction of the powder materials and the admixture determines the workability period. It is heavily influenced by the reactivity of the cement, the composition of the solution after the addition of water and the temperature. The duration of workability plays a particularly prominent role when SCC is used as ready-mixed concrete.

The aggregate grading curve has to be adjusted to suit the placement requirements. Concrete components with little reinforcement can be concreted without problem using a low-paste SCC with a high proportion of coarse aggregate. On the other hand, structures with more reinforcement require a SCC with a higher proportion of paste and an optimized grading curve in order to avoid blocking by coarse aggregate.

These examples illustrate the enormous diversity in the composition of self compacting concretes and their different rheological characteristics, and must be taken into account when considering guidelines that can be applied universally to the application, production and placement of SCC. A strategy is therefore needed for assessing the workability of self compacting concretes to ensure that the concrete has adequate flow and deaeration properties and a homogeneous microstructure.

2 Analogy with superplasticized concrete

The introduction of the “self compacting” fresh concrete property is in some ways comparable with the introduction of the consistency class of superplasticized concrete at the start of the 70s. New active ingredients for plasticizing admixtures such as naphthalene sulfonate and melamine sulfonate made it possible to develop super plasticized concrete in the 70s in the same way as the current introduction to the market of superplasticizers based on polycarboxylate ether as the active ingredient. There was a similar discussion over the benefits of superplasticized concrete. The discussion centred on the improvement in concrete quality and rationalization of the placement process as against misgivings about the use of new admixtures and the risk of sedimentation and loss of workability as well as uncertain detrimental effects on the hardened concrete parameters due to the “increased” proportion of the powder from 350 kg/m^3 to 420 kg/m^3 . The same problems, such as the interaction between workability and stability and the limits of production accuracy, had to be solved. The initial consistency of the concrete without superplasticizer was limited to values between 30 cm and 40 cm (end of K2/start of K3) to ensure the mix stability that is essential at high flowability [4, 5]. This requirement meant that concrete plasticized to a free-flowing consistency with superplasticizer achieved a good cohesive ability so that direct testing of the mix stability was no longer required.

Furthermore, the guideline on the production and placement of superplasticized concrete required extensive quality assurance measures such as comprehensive suitability testing, addition of the superplasticizer at the truck mixer only by trained personnel, and control of the effects of time and temperature on the flow behaviour of the concrete [5].

Fließmittels nur durch geschultes Personal am Fahrmischer sowie die Beherrschung der Einflüsse von Zeit und Temperatur auf das Fließverhalten des Betons [5].

Fließbeton gehört heute zum Stand der Technik. Gerade durch die Einführung von SVB erlebt der Fließbeton eine Wiederentdeckung wenn nicht sogar seine wirkliche Entdeckung, was an der zunehmenden Verbreitung der „Leichtverdichtenden Betone“ (LVB) der Konsistenzklasse F6 gesehen werden kann.

Insgesamt ist der Kenntnisstand über SVB heute höher als der über Fließbeton zum damaligen Zeitpunkt der Richtlinienerneuerung. Die mit SVB in zahlreichen Zulassungsversuchen gewonnenen Erfahrungen sowie die große Anzahl von Forschungsarbeiten aus dem In- und Ausland sind in den DAfStb-Richtlinienentwurf [6] eingeflossen und werden für hohe Qualitätssicherungsstandards sorgen. So zeigte sich, dass SVB im Gegensatz zu Normalbeton nach heutigem Kenntnisstand keine abweichenden Festbetoneigenschaften aufweist und die Ermittlung der 28-Tage-Druckfestigkeit zur Charakterisierung in der Regel ausreicht. Das Hauptaugenmerk wird auf der Sicherstellung der geforderten Frischbetoneigenschaften liegen. Denn nur wenn der Beton selbstentlüftend und mischungsstabil ist, können die geforderten Festbetoneigenschaften erreicht werden.

3 Ermittlung der Frischbetoneigenschaften von SVB

3.1 Rheologisches Modell

SVB entspricht im frischen Zustand in guter Näherung rheologisch einem Bingham-Körper mit den Kenngrößen Fließgrenze und Viskosität (Bild 1). Das Bingham'sche Fließgesetz beschreibt das Verformungsverhalten einer Suspension unter Scherspannung. Es setzt sich aus einem konstanten Faktor, der Fließgrenze τ_f , und einem variablen Anteil, der vom Verhältnis der aufgetragenen Scherspannung τ und der Belastungsgeschwindigkeit $\dot{\gamma}$ abhängig ist und durch die Viskosität η beschrieben wird, zusammen. Die Fließgrenze gibt die Energie an, die von außen aufgebracht werden muss, damit die Suspension zu fließen beginnt. Die Viskosität beschreibt den Widerstand gegen Verformung während des Fließens.

Um die rheologischen Eigenschaften von SVB vollständig zu beschreiben, werden daher zwei Größen – Fließgrenze und Viskosität – benötigt. Für Leime und Mörtel können sie in so genannten 2-Punkt-Versuchen wie z.B. in Rotationsrheometern bestimmt werden. Sie werden deshalb 2-Punkt-Versuch genannt, da während eines Versuchs durch Variation der Belastungsgeschwindigkeit beide Kennwerte ermittelt werden können. Aufgrund des weiten Bereichs der Korndurchmesser vom μm - bis in den cm -Bereich gelingt es für Beton jedoch nicht, die benötigten physikalischen Randbedingungen für einen 2-Punkt-Versuch einzuhalten (Erzeugung einer laminaren Strömung sowie Unterdrückung der Ausbildung von Scherfugen und des Einflusses der Wandreibung). So ist es bei SVB zur genaueren Beschreibung der Verarbeitbarkeit unerlässlich, zwei 1-Punkt-Prüfverfahren heranzuziehen, die jeweils nur einen Kennwert liefern und teils mehr die Fließgrenze und teils eher die Viskosität bewerten. Darüber hinaus müssen Einbaubarkeit (blockierungsfreies Fließen) und Stabilität (homogene Grobkornverteilung) begutachtet werden.

3.2 Anforderungen

Wie aus der Definition des selbstverdichtenden Betons hervorgeht (s. Abschnitt 1), müssen verschiedene Frischbetoneigenschaften erfüllt werden. Der SVB muss ausreichend fließfähig sein, damit die groben Gesteinskörnungen im Mörtel „schwimmen“ können, aber die Luft weiterhin ausreichend aufsteigen und entweichen kann. Das Sedimentieren der groben Gesteinskörnungen und das Aufsteigen von Feinmörtel, Leim oder Wasser vor dem Erstarren des Betons müssen vermieden werden. Andernfalls entstehen inhomogen zusammengesetzte Bauteile, die in ihrer Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit beeinträchtigt sein können. Das Leimvolumen und die Sieblinie müssen so gewählt werden, dass der Beton die Schalung vollständig ausfüllt und nicht vor Bewehrungszwischenräumen blockiert. Um diese Anforderungen an SVB sicherzustellen, wurden geeignete Prüfverfahren entwickelt, mit denen die entsprechenden Anforderungen nachgewie-

Superplasticized concrete is now state of the art. The introduction of SCC has resulted in something of a rediscovery of superplasticized concrete, which can be seen in the increasing spread of "Easily compacted concretes" (ECC) of the F6 consistency class.

As a whole the level of understanding of SCC is higher than that of superplasticized concrete at the time when the guideline was introduced. The experience gained with the numerous approval tests with SCC and the large amount of research work at home and abroad have been incorporated in the draft DAfStb guideline [6] and will ensure high quality assurance standards. It is apparent, for example, that according to current understanding the hardened concrete properties of SCC do not differ from those of normal concrete, and as a rule can be characterized adequately by determining the 28-day compressive strength. Attention is centred on securing the required fresh concrete properties, as the required hardened concrete properties can only be achieved if the concrete deaerates automatically and has a stable mix.

3 Determination of the fresh concrete properties of SCC

3.1 Rheological model

In the fresh state SCC corresponds rheologically to good approximation to a Bingham solid with the parameters of yield value and viscosity (Figure 1). The Bingham flow law describes the deformation behaviour of a suspension under shear stress. It is composed of a constant factor, the yield value τ_f , and a variable component that depends on the ratio of the applied shear stress τ to the rate of load application $\dot{\gamma}$ and is described by the viscosity η . The yield value gives the energy that must be applied externally to make the suspension start to flow. The viscosity describes the resistance to deformation during the flow.

Two variables – yield value and viscosity – are therefore required for a complete description of the rheological properties of SCC. For pastes and mortars they can be determined in so-called 2-point tests, such as in rotation rheometers. They are called 2-point tests because both parameters can be determined during one test by varying the rate of load application. However, because of the wide range of particle diameters in concrete from the μm to the cm range it is not possible to maintain the physical constraints required for a 2-point test (generation of laminar flow as well as suppression of the formation of shear faults and the influence of wall friction). To obtain a more accurate description of the workability of SCC it is therefore essential to use two 1-point test methods that each supply only one parameter, one of which tends to evaluate the yield value and the other the viscosity. The placeability (blocking-free flow) and stability (homogeneous coarse particle distribution) also have to be examined.

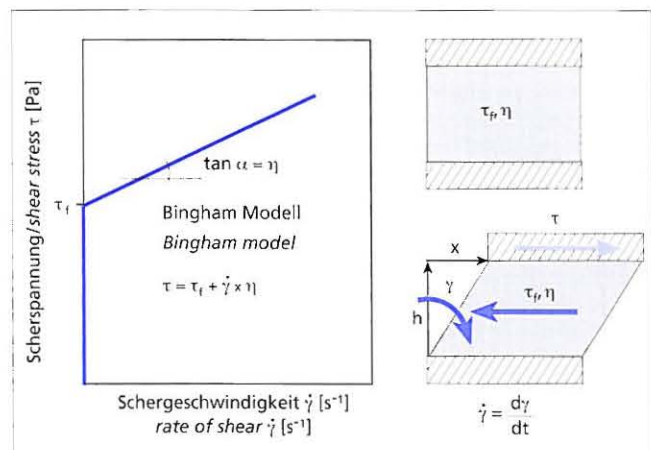


Bild 1: Bingham Modell zur Beschreibung des Verformungsverhaltens von Suspensionen mit den Kenngrößen Fließgrenze τ_f und Viskosität η

Figure 1: Bingham model for describing the deformation behaviour of suspensions with the parameters of yield value τ_f and viscosity η

sen werden können. Die benötigten Prüfverfahren werden im Folgenden noch einmal vorgestellt.

3.3 Prüfverfahren für SVB

3.3.1 Setzfließmaß

Das Setzfließmaß s_m ist eine Kombination aus Slump- und Ausbreitmaß. Zur Ermittlung des Setzfließmaßes wird die Hohlkegelstumpfform (Setztrichter) aus der Slumpprüfung nach DIN EN 12350-2 umgedreht auf eine Setzfließplatte mit einer Kantenlänge von mindestens 800 mm x 800 mm aufgesetzt und mit SVB befüllt. Der Vorteil des umgedrehten Setztrichters liegt darin, dass der Konus gegen Auftrieb gesichert ist und daher die Prüfung von einem Laboranten durchgeführt werden kann. Nach Ziehen des Setztrichters wird analog zum Ausbreitmaß der mittlere Durchmesser des sich nach Beendigung des Fließvorgangs ausgebreiteten Betons bestimmt. Während der Prüfung darf keine Verdichtungsenergie aufgebracht werden, sodass der SVB nur unter dem Einfluss der Schwerkraft fließt. Bild 2 zeigt die Setzfließmaßprüfung. Die Prüfung des Setzfließmaßes wird Bestandteil der in Vorbereitung befindlichen DAfStb-Richtlinie „Selbstverdichtender Beton“ sein und ist dort im Anhang M beschrieben [6].

Das Setzfließmaß wird in erster Linie durch die Fließgrenze des Betons beeinflusst. Je niedriger die Fließgrenze ist, desto größer ist der sich ausbildende Ausbreitkuchen. Die Fließgrenze wiederum hängt hauptsächlich vom Grad der Agglomeration der feinen Bestandteile im Beton ab, die am wirkungsvollsten mit Fließmittel reduziert werden kann [7]. Daher ist das Setzfließmaß in erster Linie geeignet, die Fließgrenze des SVB und den optimalen Fließmittelgehalt zu beurteilen.

Mit diesem Versuch können ferner das Zusammenhaltevermögen und die Entmischungsneigung des Betons durch Begutachtung des gebildeten Ausbreitkuchens (homogen, zerfallen, Leimrand, Absetzungserscheinungen über die Höhe des Ausbreitkuchens usw.) bewertet werden.

3.3.2 Trichterauslaufzeit

Die Trichterauslaufzeit T dient als Messgröße zur Beschreibung der Viskosität eines SVB. Sie ist dem japanischen SVB-Entwurfskonzept entnommen [2, 3]. Zur Durchführung wird ein Trichter ($b_{\text{oben}} = 515 \text{ mm}$, $b_{\text{unten}} = 65 \text{ mm}$, $h_{\text{st}} = 600 \text{ mm}$, Neigung = 45°), wie er in Bild 3 dargestellt ist, benötigt. Der SVB wird bei geschlossener Auslaufklappe bis zum Rand in den Trichter gefüllt. Danach wird der Verschluss geöffnet und die Zeit in Sekunden gemessen, die der SVB benötigt, um aus dem Trichter auszulaufen. Das Verfahren zur Ermittlung der Trichterauslaufzeit wird ebenfalls im Anhang M der in Vorbereitung befindlichen DAfStb-Richtlinie „Selbstverdichtender Beton“ beschrieben [6].

Die Viskosität einer Suspension ist hauptsächlich vom Wasser-Feststoff-Verhältnis und von der Gesamtsieblinie abhängig. Somit fließen wasserreichere SVB schneller aus dem Trichter aus und weisen eine niedrigere Viskosität auf als wasserärmere. In der japanischen Literatur wird die Trichterauslaufzeit in eine relative Trichtergeschwindigkeit R nach der Formel $R = 10/\text{Trichterauslaufzeit}$ umgerechnet. Dies führt in manchen Fällen zu einer besseren graphischen Darstellbarkeit der Ergebnisse.

3.3.3 Fließzeit

Die Ermittlung der Fließzeit t_{500} stellt eine weitere Möglichkeit dar, die Viskosität eines SVB zu beurteilen. Sie wird während der Setzfließmaßprüfung (s. Abschnitt 3.3.1) gemessen. Die Fließzeit ist die Zeit, die der SVB benötigt, um nach dem Ziehen des Setztrichters auf einen Durchmesser von 500 mm zu fließen. Der Durchmesser von 500 mm ist auf der Setzfließplatte entsprechend zu markieren (s. Bild 2). Je länger die Fließzeit ist, desto höher ist die Viskosität des SVB.

3.3.4 Blockierring-Prüfung

Die Blockierring-Prüfung dient der Ermittlung der Blockierneigung eines SVB. Sie erfolgt analog zur Setzfließmaßprüfung (s. Abschnitt 3.3.1). Zusätzlich wird jedoch der Blockierring (Bild 4) benötigt. Alle Blockierversuche, wie auch der Box-Test oder der

3.2 Requirements

It is clear from the definition of self compacting concrete (see Section 1) that the fresh concrete has to fulfil various properties. The SCC must be adequately free-flowing so that the coarse aggregate particles can "float" in the mortar but the air can still rise and escape adequately. Sedimentation of the coarse aggregate particles and upward movement of fine mortar, paste or water before the concrete sets must be avoided. Otherwise, components will be produced with inhomogeneous compositions that can adversely affect their durability and fitness for use. The paste volume and grading curve must be chosen so that the concrete completely fills the formwork and is not held back in front of the gaps between the reinforcement. Suitable test methods by which the corresponding requirements can be verified were developed to ensure that the SCC meets these requirements. The requisite test methods are described again below.

3.3 Test methods for SCC

3.3.1 Slump flow

The slump flow s_m is a combination of slump and flow diameter. To determine the slump flow the hollow truncated cone (slump cone) from the slump test defined in DIN EN 12350-2 is placed inverted on a slump flow plate with an edge length of at least 800 mm x 800 mm and is filled with SCC. The advantage of the inverted slump cone is that the cone is protected from upthrust and the test can therefore be carried out by a laboratory assistant. When the slump cone has been withdrawn the average diameter of the spread concrete is determined after completion of the flow process in the same way as for the flow spread. No compaction energy must be applied during the test so that the SCC flows only under the influence of gravity. Figure 2 shows the slump flow test. Testing the slump flow will form part of the DAfStb "Self compacting concrete" guideline that is in preparation, and is described there in Appendix M [6].

The slump flow is influenced primarily by the yield value of the concrete. The lower the yield value the larger is the extended circle of concrete formed. The yield value depends in turn mainly on the degree of agglomeration of the fine constituents in the concrete, which can be reduced most effectively with superplasticizers [7]. The slump flow is therefore primarily suitable for assessing the yield value of the SCC and the optimum superplasticizer content.

The cohesive ability and the tendency to segregation of the concrete can also be evaluated with this test by examining the extended circle of concrete formed (homogeneous, disintegrated, paste at the perimeter, occurrence of settling over the depth of the extended circle, etc.).

3.3.2 V-funnel flow time

The V-funnel flow time T serves as a measured variable for describing the viscosity of a SCC. It is taken from the Japanese SCC design concept [2, 3]. A funnel ($b_{\text{top}} = 515 \text{ mm}$, $b_{\text{bottom}} = 65 \text{ mm}$, $h_{\text{st}} = 600 \text{ mm}$, slope = 45°) as shown in Figure 3 is required for carrying out the test. With the outlet flap closed the funnel is filled to the top with SCC. The flap is then opened and the time in seconds taken for the SCC to flow from the funnel is measured. The method of determining the V-funnel flow time is also described in Appendix M of the DAfStb "Self compacting concrete" guideline currently in preparation [6].

The viscosity of a suspension is dependent mainly on the water/solids ratio and the overall grading curve. This means that a SCC with a higher water content flows faster out of the funnel and has a lower viscosity than SCC with a lower water content. In the Japanese literature the V-funnel flow time is converted into a relative funnel speed R using the formula $R = 10/\text{V-funnel flow time}$. In some cases this can assist the graphic display of the results.

3.3.3 Flow time

Determination of the flow time t_{500} represents another possible way of assessing the viscosity of a SCC. It is measured during the slump flow test (see Section 3.3.1). The flow time is the time required by the SCC to flow to a diameter of 500 mm after the slump cone has been withdrawn. The diameter of 500 mm therefore has to be

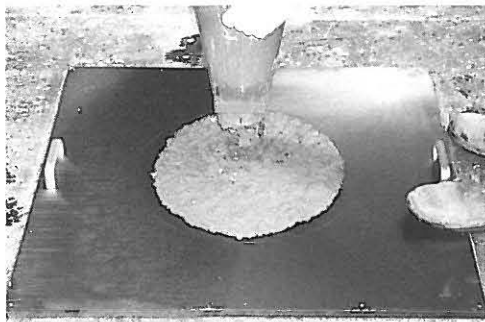


Bild 2: Durchführung der Setzfließmaßprüfung mit umgedrehtem Setztrichter auf Setzfließplatte (900 mm x 900 mm) mit 500 mm Markierung für die Bestimmung der Fließzeit

Figure 2: Carrying out the slump flow test with inverted slump cone on the slump flow plate (900 mm x 900 mm) with 500 mm marking for determining the flow time

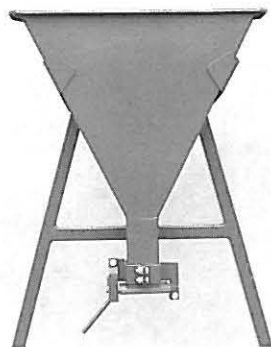


Bild 3: Auslauftrichter für SVB zur Bestimmung der Trichterauslaufzeit T

Figure 3: Flow funnel for SCC for determining the V-funnel flow time T

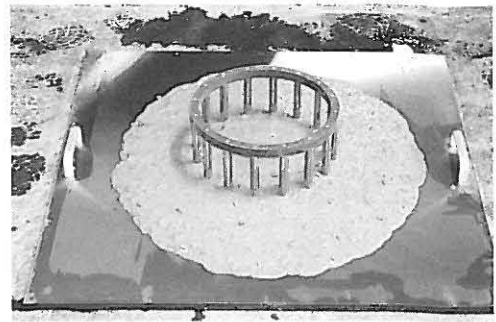


Bild 4: Setzfließmaßprüfung mit Blockierring ($\varnothing_{\text{Ring}} = 300$ mm, Stäbe: 16 mit $\varnothing 18$ mm, $h = 125$ mm), $sm_b = 700$ mm

Figure 4: Slump flow test with J-ring ($\varnothing_{\text{ring}} = 300$ mm, 16 rods - $\varnothing 18$ mm, $h = 125$ mm), $sm_b = 700$ mm

L-Kasten-Versuch (s. Abschnitt 3.3.5), simulieren Einbauzustände, bei denen der Beton Fließhindernisse überwinden muss. Der Grad der Blockierneigung wird in der Regel durch das Messen eines Niveauunterschieds bestimmt.

Der Vorteil des Blockierringversuchs liegt in der Verbindung der Setzfließmaßprüfung und der Einbausimulation. Der Blockierring wird durch Markierungen auf der Setzfließplatte zentriert. Dann wird der Setztrichter, wie in Abschnitt 3.3.1 beschrieben, in der Mitte der Platte aufgesetzt, mit SVB befüllt und hochgezogen. Danach breitet sich der SVB auf der Setzfließplatte aus und muss dabei die Stäbe des Blockierrings umfließen. Ein SVB blockiert nicht, wenn die Differenz der Setzfließmaße aus Setzfließmaßprüfung sm und aus Blockierringprüfung sm_b < 50 mm ist. Das Verfahren ist ebenfalls im Anhang M der in Vorbereitung befindlichen DAfStb-Richtlinie „Selbstverdichtender Beton“ [6] aufgeführt.

3.3.5 Sonstige Verfahren zur Überprüfung der Einbaubarkeit von SVB

Der Box-Test (Bild 5) [2, 3] sowie der L-Kasten-Versuch [8] sind Verfahren, bei denen der SVB auf seine Einbaubarkeit überprüft wird. Bei beiden Verfahren wird eine abgeschlossene, vertikale Kammer mit dem zu prüfenden Beton befüllt, wodurch sich eine hydrostatische Druckhöhe ergibt. Nach Öffnen eines Schiebers muss sich der Beton durch Fließhindernisse hindurch vertikal (Box-Test) oder horizontal (L-Box) auspiegeln. Die Abweichung vom Nivellement bestimmt die Blockierneigung. Darüber hinaus gibt es weitere Verfahren, die von Prüfanstalten, Betonherstellern oder Baufirmen entwickelt wurden.

3.3.6 Tauchstabverfahren

Das im Forschungsinstitut der Zementindustrie (FIZ), Düsseldorf, entwickelte Tauchstabverfahren ist ein Prüfverfahren zur Ermittlung der Sedimentationsneigung und dient der Beurteilung, ob der zu verarbeitende SVB stabil ist, d.h. ob die groben Gesteinskörnungen bis zum Ansteifen des Zement-Feinstoff-Leims bzw. Mörtels gleichmäßig verteilt in ihrer Lage gehalten werden können.

Die Sedimentationsneigung lässt sich an einer Frischbetonprobe zeitabhängig ermitteln. Ist der SVB stabil, sinkt ein Tauchstab nahezu konstant zu jedem Zeitpunkt bis zum Erstarren jeweils bis auf den Grund der Frischbetonsäule ab. Handelt es sich um einen instabilen SVB, dringt ein Tauchstab in Abhängigkeit von der sedimentierten Schichthöhe der groben Gesteinskörnungen mit zunehmender Zeit nur noch begrenzt ein. Dabei ist zu beachten, dass sich durch den Tauchstab ein „Eintauchkanal“ bilden kann. Beim Absinken des Tauchstabs werden die Gesteinskörnungen zu den Seiten hin verdrängt, während beim Herausziehen vorzugsweise der Leim dem Tauchstab folgt. Um Folgeprüfungen in „Eintauchkanälen“ zu vermeiden, müssen jeweils andere Stellen der Betonprobe untersucht werden. Ebenso ist darauf zu achten, dass der

marked on the slump flow plate (see Figure 2). The longer the flow time, the higher is the viscosity of the SCC.

3.3.4 J-ring test

The J-ring test is used to determine the flow behaviour of a SCC in the face of obstructions. It is carried out in the same way as the slump flow test (see Section 3.3.1), but the J-ring (Figure 4) is also required. All blocking tests, including the box test or the L-box test (see Section 3.3.5), simulate placement conditions in which the concrete has to overcome obstacles to flow. The extent of the tendency to blocking is determined as a rule by measuring a difference in level.

The advantage of the J-ring trial lies in the link with the slump flow test and with the placement simulation. The J-ring is centred on the slump flow plate by markings. The slump cone, as described in Section 3.3.1, is placed in the centre of the plate, filled with SCC and lifted up. The SCC then spreads out on the slump flow plate and has to flow around the bars of the J-ring. A SCC is not considered to exhibit blocking behaviour if the difference between the slump flow from the slump flow test sm and from the J-ring test sm_b is less than 50 mm. The method is also listed in Appendix M of the DAfStb guideline “Self compacting concrete” currently in preparation [6].

3.3.5 Other methods for testing the placeability of SCC

The box test (Figure 5) [2, 3] and the L-box test [8] are tests for assessing the placeability of SCC. In both methods a closed vertical chamber is filled with the concrete to be tested so that a hydrostatic pressure head is produced. After a slide is opened the concrete has to level out through vertical (box test) or horizontal (L-box) flow obstacles. The difference in levels determines the tendency to blocking. There are also other methods that have been developed by test establishments, concrete producers or construction firms.

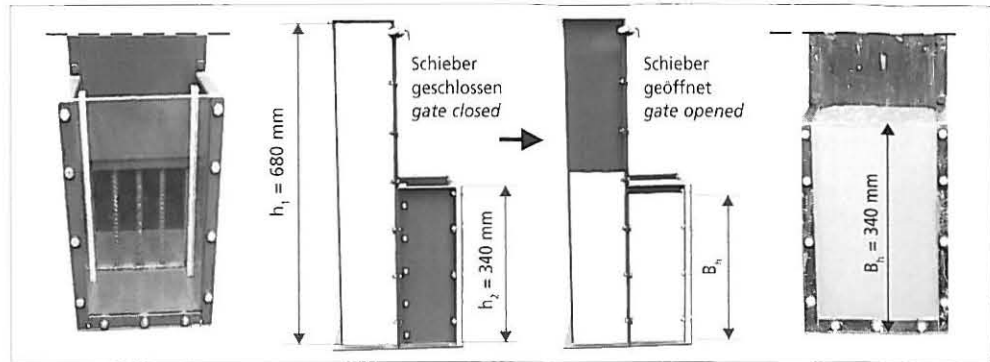
3.3.6 Plunger method

The plunger method developed at the FIZ (Research Institute of the Cement Industry) in Düsseldorf is a method for determining the tendency to sedimentation and is used for assessing whether the SCC is stable, i.e. whether the coarse aggregate particles can be held uniformly distributed in their positions until the cement fines paste or mortar stiffens.

The tendency to sedimentation is determined on a fresh concrete sample as a function of time. If the SCC is stable then the plunger sinks down to the bottom of the column of fresh concrete virtually every time until setting occurs. If an unstable SCC is involved then the plunger penetrates to only a limited extent with increasing time depending on the height of the sedimented layer of coarse aggregate particles. It must be borne in mind that the plunger can form an “immersion channel”. As the plunger sinks the ag-

Bild 5: Box-Test zur Überprüfung der Einbaubarkeit und des Blockierverhaltens von SVB – der SVB muss sich nach dem Öffnen des Schiebers durch Fließhindernis (linkes Bild) nahezu ausspiegeln ($B_h \geq 320$ mm, rechtes Bild)

Figure 5: Box test for checking the placeability and blocking behaviour of SCC – after the slide has been opened the SCC must flow through the flow obstacles (left-hand diagram) to a virtually constant level ($B_h \geq 320$ mm, right-hand diagram)



Tauchstab nur unter seinem Eigengewicht eindringt. Daher ist ein Führungsrohr auf einer verdrehbaren Brücke zu verwenden.

Die Sedimentationshöhe h_s wird definiert als Differenz der Probekörperhöhe h_0 und der Eintauchstrecke h_T des Tauchstabs und wird in mm angegeben. Das Gerät zur Ermittlung der Sedimentationshöhe besteht aus einem Tauchstab aus Stahl ($l = 750$ mm, $\varnothing = 14$ mm, Masse ~ 900 g, Eintauchende gerundet, Markierung in Höhe Oberkante Führungsrohr), einem Führungsrohr und aus einer Führrohrhalterung (Bild 6). Zusätzlich wird eine Zylinderform mit einem Innendurchmesser von 150 mm und einer Höhe von 600 mm benötigt.

Der SVB wird in die Zylinderform eingefüllt und bis zum Erstarren in geeigneten Zeitintervallen mit dem Tauchstab überprüft. Der Tauchstab wird durch das Führungsrohr bis auf die Betonoberfläche abgesetzt. Anschließend wird der Tauchstab losgelassen, sodass er nur unter seinem Eigengewicht in die Frischbetonprobe eindringt. Es wird die Eintauchstrecke h_T des Tauchstabs anhand der Markierung gemessen und die Sedimentationshöhe h_s errechnet. Zusätzlich wird der Zeitpunkt der Prüfung in min nach Füllen des Zylinders angegeben. Danach wird das Führungsrohr abgezogen und der Tauchstab langsam durch ein Tuch o.ä. herausgezogen. Stab und Führungsrohr sind nach jeder Prüfung zu reinigen und abzutrocknen. Wenn die drei Öffnungen der Führrohrhalterung beprobt sind, ist diese für jeweils weitere zwei Prüfungen geeignet zu verdrehen.

Es wird die Sedimentationshöhe in mm über der Zeit in Minuten aufgetragen. Ist der SVB stabil, sinkt der Tauchstab nahezu konstant jeweils bis auf den Grund der Frischbetonsäule ab ($h_s \sim 0$) und steigt erst infolge des Erstarrens innerhalb kurzer Zeit auf den Höchstwert ($h_s \sim 600$ mm) an. Handelt es sich um einen instabilen SVB, dringt der Tauchstab in Abhängigkeit von der sedimentierten Schichthöhe der groben Gesteinskörnungen nach kurzer Zeit nur noch begrenzt ein und verharrt dann längere Zeit auf der Sedimentationshöhe (Bild 7). Das Verfahren ist geeignet, zusätzliche Informationen über das Absetzverhalten (zeitlicher Verlauf, kontinuierliches oder plötzliches Absetzen usw.) zu gewinnen. Einen festen Grenzwert liefert dieses Verfahren jedoch nicht.



Bild 6: Tauchstabversuch: Tauchstab ist vollständig bis zur Markierung durch Führungsrohr in mit SVB gefülltem Probekörper (Zylinder $\varnothing = 150$ mm, $h = 600$ mm) abgesunken

Figure 6: Plunger test: the plunger has sunk right to the mark through the guide tube into the test piece (cylinder; diameter = 150 mm, $h = 600$ mm) filled with SCC

gregate particles are displaced to the sides but when it is withdrawn the paste tends to follow the plunger. To avoid subsequent tests in "immersion channels" the test must be carried out each time at a different position in the concrete sample. Care must also be taken that the plunger penetrates only under its own weight. A guide tube on a rotatable bridge should therefore be used.

The sedimentation height h_s is defined as the difference between the test piece height h_0 and the immersion depth h_T of the plunger, and is specified in mm. The equipment for determining the sedimentation height consists of a steel plunger ($l = 750$ mm, dia. = 14 mm, mass ~ 900 g, immersion end rounded, with a mark level with top edge of the guide tube), a guide tube and a guide tube support (Figure 6). A hollow cylinder with an internal diameter of 150 mm and a height of 600 mm is also required.

The SCC is filled into the cylinder and tested with the plunger at suitable time intervals until setting occurs. The plunger is lowered through the guide tube to the surface of the concrete. The plunger is then released so that it penetrates into the fresh concrete sample only under its own weight. The depth of immersion h_T of the plunger is measured with the aid of the mark, and the sedimentation height h_s is calculated. The time of the test in minutes after the cylinder was filled is also specified. The guide tube is then removed and the plunger is withdrawn slowly through a cloth or similar material. The rod and guide tube should be cleaned and dried after each test. When tests have been carried out through the three openings in the guide tube mount the mount can be rotated appropriately to allow two further tests in each position.

The sedimentation height in mm is plotted against the time in minutes. If the SCC is stable the plunger sinks to the bottom of the fresh concrete column ($h_s \sim 0$) virtually every time; it then rises to the maximum value ($h_s \sim 600$ mm) within a short period because setting has occurred. If the SCC is unstable the plunger penetrates to only a limited extent after a short time depending on the height of the sedimented layer of coarse aggregate particles and then remains at the sedimentation level for a fairly long time (Figure 7). The procedure is suitable for obtaining further information about the settling behaviour (behaviour with time, continuous or sudden settling, etc.) but does not provide a fixed limit value.

3.3.7 Wash test

Another method for determining the stability of SCC on the fresh concrete is the wash test. The SCC is filled into a 450 to 500 mm high cylinder with a diameter of 150 mm that has slots to take separating sheets that divided the cylinder into three equal sections. The dividing plates are inserted after the concrete sample has set. The resulting three batches of SCC are then washed separately over an 8 mm sieve (for 16 mm maximum aggregate size), and the sieve residues are weighed after drying. The difference between the percentages of coarse particles in the individual segments from the percentage of coarse particles in the overall sample is calculated. A SCC counts as stable to sedimentation if the difference of the measured masses of the 8/16 aggregate fractions of the three individual batches from the target mass is not more than 15 wt.% [9]. The wash test is included in the DAfStb self compacting concrete guideline currently in preparation and is described there in Appendix N [6].

3.3.7 Auswaschversuch

Ein weiteres Verfahren zur Ermittlung der Stabilität von SVB am Frischbeton ist der Auswaschversuch. Dabei wird der SVB in einen 450 bis 500 mm hohen Zylinder mit ei-

nem Durchmesser von 150 mm eingefüllt, der an den Drittelpunkten Schlitz zur Aufnahme von Trennblechen aufweist. Nach dem Erstarren der Betonprobe werden die Trennbleche eingefügt. Die so entstandenen drei SVB-Chargen werden dann getrennt über einem 8-mm-Sieb (für Größtkorn 16 mm) ausgewaschen und der Siebrückstand nach dem Trocknen gewogen. Danach wird die Abweichung des prozentualen Grobkornanteils im einzelnen Segment vom prozentualen Grobkornanteil in der Gesamtprobe berechnet. Ein SVB gilt als sedimentationsstabil, wenn die Abweichung von den ermittelten Massen der Gesteinskörnungsfraction 8/16 der drei Einzelchargen zur Sollmasse nicht mehr als 15 M.-% beträgt [9]. Der Auswaschversuch ist in der in Vorbereitung befindlichen DAfStb-Richtlinie SVB enthalten und wird dort im Anhang N beschrieben [6].

3.3.8 Begutachtung der Stabilität am Festbeton

Die augenscheinliche Begutachtung der Stabilität von SVB an einer Festbetonprobe ist die einfachste und sicherste Art, da man den erhärteten Zustand selbst prüft. Eine Möglichkeit ist ebenfalls im Anhang N der in Vorbereitung befindlichen DAfStb-Richtlinie SVB aufgeführt [6]. Dort wird ein 500 mm hoher Zylinder mit einem Durchmesser von 150 mm mit SVB befüllt und nach dem Erhärten längs gesägt. Anhand des Schnittbilds kann bestimmt werden, ob der SVB stabil war oder in welchem Rahmen die grobe Gesteinskörnung abgesunken ist. Das Spalten von zylindrischen Probekörpern ($h = 300$ mm, $\varnothing = 150$ mm) zur Ermittlung der Schwindverformung oder des E-Moduls ist ebenfalls geeignet, über das Bruchbild die Sedimentationsstabilität von SVB augenscheinlich zu beurteilen.

4 Verarbeitbarkeitsbereich von SVB – „Fensterlösung“

4.1 Allgemeines

Wie in der Einleitung beschrieben, ist Selbstverdichtung eine Frischbetoneigenschaft, die auf vielfältige Weise mit unterschiedlichen Materialien und Zusammensetzungen erreicht werden kann. Feste Grenzwerte für Frischbetoneigenschaften und Verarbeitbarkeitsklassen in einer Richtlinie können nur einen Teil der selbstverdichtenden Betone erfassen und sind wenig zweckmäßig. Um für alle Formen des selbstverdichtenden Betons einheitliche Regeln und Bewertungsmaßstäbe zu setzen, eignet sich die im Folgenden beschriebene „Fensterlösung“.

4.2 Ermittlung des Verarbeitbarkeitsbereichs

Bei der Rezepturenentwicklung und in der Erstprüfung ermittelt der Betonhersteller in Frisch- und Festbetonprüfungen den optimalen Verarbeitbarkeitsbereich für seinen SVB. Der optimale Verarbeitbarkeitsbereich ist dadurch gekennzeichnet, dass der Beton unter den vorgesehenen Verarbeitungsbedingungen ausreichend fließt, entlüftet und sedimentationsstabil ist. Dazu werden zusammen mit den Frischbetonprüfungen Setzflussmaß und Trichterauslaufzeit bzw. Fließzeit Probekörper hergestellt, um das Gefüge des Betons sowie die sich ausbildende Oberfläche im erhärteten Endzustand zu begutachten.

Für die Beurteilung der Verarbeitbarkeit des SVB wird in einem Diagramm die Trichterauslaufzeit bzw. die Fließzeit als Maß für die Viskosität in Abhängigkeit vom Setzflussmaß als Kriterium für die Fließgrenze aufgetragen. Darin kann unter Berücksichtigung der Ergebnisse aus den Gefügeuntersuchungen an den Festbetonprobekörpern (Bruchbild und Oberfläche) des entsprechenden SVB ein Bereich eingegrenzt werden, in dem eine ausreichend fließfähige und entmischungsarme Verarbeitbarkeit vorliegt – blockierungsfreies Fließen vorausgesetzt. Das blockierungsfreie Fließen wird bei der Erstprüfung separat mit Box-Test, L-Box oder Blockierung gemäß den zu erwartenden Anforderungen ermittelt. Außerhalb dieses Bereichs liegen Betonzusammensetzungen, die zur Sedimentation neigen bzw. nicht ausreichend entlüften (Luft-einschluss) oder nicht ausreichend fließen (Stagnation). Bild 8 zeigt den Verarbeitbarkeitsbereich für einen SVB (Zusammensetzung s. Tafel 3, SVB 4).

Durch die festgelegten unteren und oberen Grenzwerte für Setzflussmaß und Trichterauslaufzeit bzw. Fließzeit werden der Zielwert und die zulässigen Abweichungen vom Zielwert bestimmt.

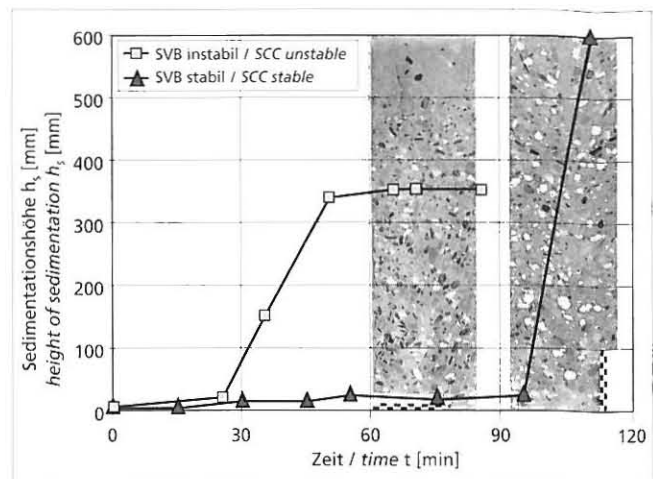


Bild 7: Auswertung des Tauchstabversuchs für instabilen und stabilen SVB

Figure 7: The plunger test for evaluating unstable and stable SCCs

3.3.8 Examining the stability in the hardened concrete

Visual examination of the stability of SCC on a hardened concrete sample is the simplest and most reliable method, as a direct check can be made in the hardened state. One possible method is also listed in Appendix N of the DAfStb self compacting concrete guideline currently in preparation [6]. A 500 mm high cylinder with a diameter of 150 mm is filled with SCC and after this has hardened it is sawn lengthways. By examining the section it is possible to determine whether the SCC was stable or to what extent the coarse aggregate has sunk. Splitting cylindrical test pieces ($h = 300$ mm, $\text{dia.} = 150$ mm) for determining the shrinkage deformation or the elastic modulus is also a suitable way of visual assessment of the sedimentation stability of SCC from the fracture patterns.

4 Workability range of SCCs – “Window solution”

4.1 General

Self compaction is, as described in the introduction, a property of fresh concrete that can be achieved in a variety of ways with different materials and compositions. Fixed limits for fresh concrete properties and workability classes in a guideline can only cover one aspect of self compacting concretes and are not very appropriate. The “window solution” described below is suitable for setting consistent rules and evaluation standards for all forms of self compacting concrete.

4.2 Determination of the workability range

During the development of the mix formulation and in the initial testing the concrete producers determine the optimum workability ranges for their SCCs in fresh and hardened concrete tests. The optimum workability range is characterized by the fact that under the intended placement conditions the concrete has adequate flow and deaeration properties and is stable to sedimentation. Test pieces are therefore made in order to examine the microstructure of the concrete and the surface formed in the final hardened state in addition to the fresh concrete tests of slump flow and flow time or V-funnel flow time.

A diagram of the flow time or V-funnel flow time, as a measure of the viscosity, is plotted against the slump flow, as a criterion of the yield value, in order to assess the workability of the SCC. By taking the results of the microstructural examinations carried out on the hardened concrete samples (fracture patterns and surface) of the corresponding SCC it is possible to mark off a range in the diagram in which there is adequate flowability with low-segregation workability – assuming blocking-free flow. The blocking-free flow is determined separately in the initial tests with the box test, L-box test or J-ring in accordance with the anticipated requirements. Outside this range lie concrete compositions that have a tendency to sedimentation or do not deaerate adequately (air inclusions) or

Zu beachten ist, dass einige SVB ein unterschiedliches Frischbetonverhalten in verschiedenen Temperaturbereichen zeigen. Daher muss in der Erstprüfung der zum Einsatz kommende Temperaturbereich nachgewiesen werden. Gegebenenfalls müssen in Abhängigkeit von der Temperatur unterschiedliche SVB-Verarbeitungsfenster festgelegt werden.

Der Hersteller gibt die Zielwerte und zulässigen Abweichungen für das Setzfließmaß und die Trichterauslaufzeit bzw. die Fließzeit für Selbstverdichtung an. Die Grenzen des Fensters müssen in der laufenden Produktion durch die Eigenüberwachung kontinuierlich überprüft werden, da sie sich durch Schwankungen der Ausgangsstoffe verändern können. Befindet sich mindestens ein Wert z.B. bei der Übergabe vor dem Einbau nicht im Fenster, wird der Beton verworfen oder es müssen geeignete Korrekturmaßnahmen (z.B. Fließmittelnachdosierung) eingeleitet werden, um den SVB wieder in den Verarbeitungsbereich zu bringen.

4.3 Beispiele

4.3.1 Allgemeines

Im Forschungsinstitut der Zementindustrie (FIZ), Düsseldorf, wird zurzeit im Auftrag der Forschungsgemeinschaft Transportbeton e.V. (FTB), Kamp-Lintfort, die zielsichere Herstellung von SVB als Transportbeton unter Verwendung der in den Betonwerken vorhandenen Betonausgangsstoffe und Anlagen untersucht. Über erste Ergebnisse wurde bereits in [10] berichtet.

Nachfolgend wird die Ermittlung des Verarbeitungsfensters detailliert anhand eines ausgewählten SVBs (SVB 1) aus diesen Untersuchungen dargestellt. Es handelt sich um einen selbstverdichtenden Beton des Mehlkorntyps. Als Zement wurde ein Hochofenzement CEM III/A 32,5 R und als Zusatzstoff Flugasche verwendet. In diesen Untersuchungen wurden sowohl die Wassergehalte um den optimalen Wassergehalt als auch die Fließmitteldosierungen variiert, um die Auswirkungen auf die Frischbetoneigenschaften zu ermitteln. Zusätzlich wurde das Festbetongefüge der Probekörper begutachtet, die zu entsprechenden Prüfzeitpunkten hergestellt wurden. Es wurden ebenfalls die zeitliche Entwicklung der Verarbeitbarkeit und die Nachdosierung von Fließmittel bei nicht mehr ausreichend verarbeitbaren selbstverdichtenden Betonen untersucht. Das Leimvolumen und die Abstufungen der Gesteinskörnungen waren so gewählt, dass in allen Fällen blockierungsfreies Fließen in der Box-Test-Prüfung sichergestellt war.

In Bild 9 sind gemäß dem Verfahren nach Abschnitt 4.2 („Fensterlösung“) die Wertepaare aus Setzfließmaß und zugehöriger Trichterauslaufzeit sowie der ermittelte Verarbeitungsbereich für SVB 1 dargestellt. Darin sind einige charakteristische Werte-

do not flow adequately (stagnation). Figure 8 shows the workability range for one SCC (for composition see Table 3, SCC 4).

The target values and the permissible deviations from the target values are determined by the upper and lower limits that have been established for the slump flow and for the flow time or V-funnel flow time.

It should be borne in mind that some SCCs exhibit different fresh concrete behaviour patterns in different temperature ranges. The temperature range that will be used must therefore be verified in the initial testing. If necessary, different SCC workability windows must be stipulated depending on the temperature.

The producer specifies the target values and permissible deviations for the slump flow and flow time or V-funnel flow time for self compaction. The limits of the window must be checked continuously by internal monitoring while production is in progress as they can vary due to fluctuations in the constituent materials. If one or more values, e.g. on the delivery before placement, does not lie within the window the concrete is rejected or suitable correction measures (e.g. subsequent addition of superplasticizer) must be initiated to bring the SCC back into the workability range.

4.3 Examples

4.3.1 General

Dependable production of SCC in the form of ready-mixed concrete using the concrete constituents and equipment available in concrete plants is currently being investigated at the FIZ (Research Institute of the Cement Industry), Düsseldorf, at the request of the FTB (Ready-mixed Concrete Research Association), Kamp-Lintfort. The initial results have already been reported in [10].

A detailed description is given below of the establishment of the workability window based on a SCC (SCC 1) selected from these investigations. This is a self compacting concrete of the powder type. The cement used was a CEM III/A 32,5 R blastfurnace cement with fly ash as an addition. The water contents were varied around the optimum water content and the addition levels of superplasticizer were also varied in these investigations to determine the effects on the fresh concrete properties. The hardened concrete microstructures of the test pieces that had been produced at appropriate test times were also examined. The change with time of the workability and the subsequent addition of superplasticizer for self compacting concretes that were no longer sufficiently workable were also investigated. The paste volume and the gradation of the aggregate particles were chosen so as to ensure blocking-free flow in the box test in all cases.

The pairs of values of slump flow and associated V-funnel flow time as well as the workability range established for SCC 1 are

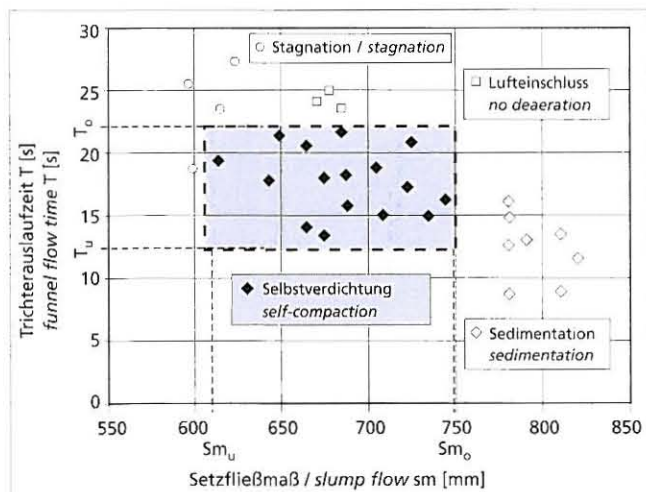


Bild 8: Rheologische Eigenschaften eines SVB in Abhängigkeit von Setzfließmaß und Trichterauslaufzeit mit Verarbeitungsfenster für Selbstverdichtung

Figure 8: Rheological properties of a SCC as a function of the slump flow and V-funnel flow time with workability window for self compaction

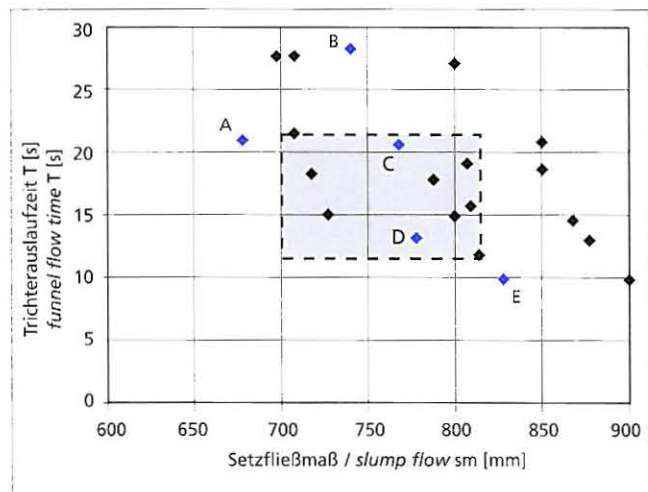


Bild 9: Herleitung des Verarbeitungsfensters für SVB 1 mit charakteristischen rheologischen Eigenschaften (A bis E) in Abhängigkeit von Setzfließmaß und Trichterauslaufzeit

Figure 9: Derivation of the workability window for SCC 1 with characteristic rheological properties (A to E) as a function of slump flow and V-funnel flow time

Tafel 1: Kennwerte der Frischbetonproben sowie Bruchbilder und Mantelflächen von SVB 1-A bis SVB 1-E
Table 1: Parameters of the fresh concrete samples as well as fracture patterns and outer surfaces of SCC 1-A to SCC 1-E

Nr.		SVB/SCC 1-A	SVB/SCC 1-B	SVB/SCC 1-C	SVB/SCC 1-D	SVB/SCC 1-E
CEM III/A 32,5 R	kg/m ³	240	240	240	240	240
Flugasche / fly ash	kg/m ³	310	310	310	310	310
Wasser / water	kg/m ³	168	168	168	175	175
Fließmittel / plasticizer (PCE)	M.-% v.z	0,9	0,8	0,9	0,8	0,8
Nachdosierung / subsequent addition	M.-% v.z	–	–	0,2	0,2	0,2
Zeitpunkt der Nachdosierung nach Mischungsende time of subsequent addition after end of mixing	min	–	–	60	30	30
Herstellzeitpunkt der Probekörper nach Mischungsende time of placement after end of mixing	min	30	0	90	60	35
Setzfließmaß / slump flow sm	mm	680	740	770	780	830
Trichterauslaufzeit / V-funnel flow time T	s	22	29	22	14	10

SVB/SCC 1-A	SVB/SCC 1-B	SVB/SCC 1-C	SVB/SCC 1-D	SVB/SCC 1-E

paare stellvertretend aus dieser Serie hervorgehoben und mit den Buchstaben A bis E gekennzeichnet.

In Tafel 1 sind Angaben zur Zusammensetzung, Zeitpunkt und Menge von Fließmittelnachdosierungen, die Frischbetonkennwerte Setzfließmaß und Trichterauslaufzeit sowie der Zeitpunkt der Herstellung der Probekörper nach Mischungsende aufgeführt. Sie zeigt weiterhin die Bilder der zugehörigen Probekörper für die Betone SVB 1-A bis SVB 1-E. Darauf sind sowohl die Bruchbilder zur Begutachtung des inneren Gefüges und die Oberflächen zur Überprüfung der Selbstentlüftung der Zylinder zu erkennen. Zudem sind die jeweiligen Setzfließmaße und Trichterauslaufzeiten angegeben.

4.3.2 Darstellung der Ergebnisse

Aus den Bildern und Messwerten in Tafel 1 ergeben sich folgende Ergebnisse: Zum Einbaupunktzeitpunkt besaß SVB 1-A ein Setzfließmaß von 680 mm und eine Trichterauslaufzeit von 22 s. Das Bruchbild zeigt eine homogene Grobkornverteilung. An der Oberfläche des Zylinders sowie im Gefügebild sind jedoch eine große Anzahl von Luftporen zu erkennen. SVB 1-A war stabil, zeigte aber keine ausreichende Selbstentlüftung. Die Fließfähigkeit war zu gering und die Viskosität zu hoch.

SVB 1-B wies zum Einbaupunktzeitpunkt ein Setzfließmaß von 740 mm und eine Trichterauslaufzeit von 29 s auf. Wie auf dem Bild zu sehen ist, zeigt der Probekörper ebenfalls eine gleichmäßige Grobkornverteilung, aber ebenfalls unzulässig große Luftporen im Inneren als auch in der Mantelfläche. Obwohl der Wert des Setzfließmaßes eine ausreichende Fließfähigkeit aufwies, war die Viskosität des Betons für eine ausreichende Selbstentlüftung zu hoch.

Die Zylinder, die mit den Betonen SVB 1-C und SVB 1-D hergestellt wurden, sind ebenfalls in Tafel 1 abgebildet. Beide Probekörper weisen eine gleichmäßige Verteilung der groben Gesteinskörnungen sowie Oberflächen mit einem sehr geringen Anteil an Luftporen auf. Bei annähernd gleichem Setzfließmaß von 770 mm bzw. 780 mm besaß SVB 1-C eine höhere Auslaufzeit von 22 s und SVB 1-D eine niedrigere von 14 s. In beiden Fällen waren jedoch Stabilität und Selbstentlüftung gegeben.

Der Probekörper, der mit SVB 1-E hergestellt wurde, weist eine nahezu porenfreie Oberfläche auf, die auf eine hohe Selbstentlüftung zurückgeführt werden kann. Jedoch zeigt das Bruchbild in der

shown in Figure 9 in accordance with the process described in Section 4.2 ("Window solution"). Some characteristic value pairs have been highlighted in the diagram as representative of this series and are marked with the letters A to E.

Information about the composition, time and quantity of subsequent superplasticizer addition and the fresh concrete parameters of slump flow and V-funnel flow time as well as the time of production of the test pieces after the end of mixing are listed in Table 1. It also shows photographs of the associated test pieces for the concretes SCC 1-A to SCC 1-E. The fracture pattern for examination of the internal microstructure as well as the surface for checking the self-deaeration of the cylinder can be seen. The associated slumped flows and V-funnel flow times are also given.

4.3.2 Representation of the results

The following results were obtained from the photographs and measured values in Table 1. At the time of placement SCC 1-A had a slump flow of 680 mm and a V-funnel flow time of 22 s. The fracture pattern shows a homogeneous coarse particle distribution. However a large number of air voids can be seen on the surface of the cylinder and in the microstructure. SCC 1-A was stable, but did not exhibit adequate self-deaeration. The flowability was too low and the viscosity was too high.

At the time of placement SCC 1-B had a slump flow of 740 mm and a V-funnel flow time of 29 s. As can be seen from the photo-

Tafel 2: SVB 1, Zielwerte und zulässige Abweichungen für den Verarbeitbarkeitsbereich

Table 2: SCC 1, target values and permissible deviations for the workability range

Setzfließmaß sm slump flow sm	Zielwert target value	$sm = (sm_u + sm_o)/2$ $= (700 + 820)/2 = 760 \text{ mm}$
	Zulässige Abweichung permissible deviation	$\Delta s = (sm_o - sm_u)/2$ $m = (820 - 700)/2 = 60 \text{ mm}$
Trichterauslaufzeit T funnel flow time T	Zielwert target value	$T = (T_u + T_o)/2$ $= (12 + 22)/2 = 17 \text{ s}$
	Zulässige Abweichung permissible deviation	$\Delta T = (T_o - T_u)/2$ $= (22 - 12)/2 = 5 \text{ s}$

oberen Zone ($h \sim 50$ mm) des Zylinders eine Leimanreicherung und nur einzelne grobe Gesteinskörner. Die zugehörigen Werte für das Setzfließmaß von 830 mm und die Trichterauslaufzeit von 10 s kennzeichnen den Beginn des instabilen Bereichs. Aufgrund der hohen Fließfähigkeit und der niedrigen Viskosität kann die Luft fast vollständig entweichen. Die Viskosität des Mörtels ist aber zu gering, um die groben Gesteinskörner während des Fließens und in der Ruheposition zu tragen.

Aus den Untersuchungen konnte der optimale Verarbeitbarkeitsbereich für SVB 1 abgeleitet werden (s. Bild 9). Befinden sich die Werte für das Setzfließmaß zwischen 700 mm und 820 mm und für die Trichterauslaufzeit zwischen 12 s und 22 s, kann von einer ausreichenden Mischungsstabilität und Selbstentlüftung ausgegangen werden. Die Ziel- und Toleranzwerte für das Fenster sind in Tafel 2 aufgeführt.

Dieses Verarbeitbarkeitsfenster gilt im Temperaturbereich von 20 °C. Versuche im Temperaturbereich von ungefähr 30 °C führten zu keiner Veränderung der festgelegten Ziel- und Toleranzwerte. Untersuchungen im Temperaturbereich < 10 °C zeigen, dass sich das Fenster geringfügig verkleinert und zu geringeren Setzfließmaßen (700 mm bis 780 mm) hin verschiebt, während die Trichterzeit nahezu unverändert bleibt.

4.3.3 Verarbeitbarkeitsbereiche verschiedener SVB

In Bild 10 sind die Verarbeitbarkeitsbereiche von vier verschiedenen selbstverdichtenden Betonen dargestellt. Sie unterscheiden sich durch die mehlfeinen Stoffe, die Zusammensetzung und durch Ausgangsstoffe unterschiedlicher Hersteller. In Tafel 3 sind die relevanten Parameter der Betonzusammensetzung aufgeführt. Dieses Bild verdeutlicht die unterschiedlichen Bereiche für optimale selbstverdichtende Eigenschaften verschiedener selbstverdichtender Betone. Zu erkennen ist, dass die Verarbeitbarkeitsbereiche um den von Okamura [2] angegebenen Kennwert für Selbstverdichtung von $sm \sim 700$ mm und $T \sim 15$ s schwanken. Die genaue Lage und die Größe des jeweiligen Verarbeitbarkeitsfensters hängt jedoch stark von den verwendeten Ausgangsstoffen und ihrer Kombination ab. Hervorzuheben sind z.B. die Fenster für SVB 1 und für SVB 4. SVB 1 zeigt, wie in Abschnitt 4.3.2 hergeleitet, optimale selbstverdichtende Eigenschaften bei Setzfließmaßen zwischen 700 mm und 820 mm in Kombination mit Trichterauslaufzeiten von 12 s bis 22 s. SVB 4 dagegen, der in Art und Gehalt der mehlfeinen Stoffe identisch ist, jedoch Ausgangsstoffe anderer Hersteller enthält, zeigt optimale selbstverdichtende Eigenschaften bei Setzfließmaßen zwischen 600 mm und 750 mm sowie Trichterauslaufzeiten von 10 s bis 20 s.

5 Zusammenfassung

Um die selbstverdichtenden Eigenschaften eines SVB zu beurteilen, wurde ein Lösungsansatz entwickelt, die Verarbeitbarkeit in einem Diagramm mit den zwei Kenngrößen Setzfließmaß – als Maß für die Fließgrenze – und Trichterauslaufzeit – als Maß für die Viskosität – darzustellen.

Der optimale Verarbeitbarkeitsbereich für Selbstverdichtung sowie die Grenzen der Verarbeitbarkeit (Stagnation und Sedimentation) sind für den entsprechenden SVB in Frisch- und Festbetonuntersuchungen durch Variation der Wasser- und Fließmittelgehalte zu prüfen und festzulegen. Zur Beurteilung der Mischungsstabilität und der Selbstentlüftung werden die Oberflächen und Bruchbilder von Probekörpern, die mit dem SVB hergestellt wurden, mit den zugehörigen Frischbetonkennwerten verglichen.

Somit lässt sich der Bereich der selbstverdichtenden Eigenschaft durch einen Verarbeitbarkeitsbereich innerhalb des Verarbeitbarkeitsdiagramms kennzeichnen. Liegen z.B. bei der Übergabe des Betons beide Frischbetonkennwerte Setzfließmaß und Trichterauslaufzeit innerhalb des im Erstversuch geprüften und während der werkseigenen Produktionskontrolle aktualisierten Verarbeitbarkeitsfensters, kann davon ausgegangen werden, dass der Beton ausreichend fließt, entlüftet und mischungsstabil ist. Ferner werden Abweichungen von der Sollzusammensetzung innerhalb des Verarbeitbarkeitsdiagramms erkennbar. Dementsprechend können auch bei nicht ausreichenden Frischbeton-

graphs the test piece had a uniform coarse particle distribution, but also inadmissibly large air voids internally and at the outer surface. Although the value of the slump flow indicated adequate flowability the viscosity of the concrete was too high for adequate self-deaeration.

The cylinders made with concretes SCC 1-C and SCC 1-D are also shown in Table 1. Both samples exhibit uniform distribution of the coarse aggregate particles as well as surfaces with a very low percentage of air voids. With almost identical slump flows of 770 mm and 780 mm respectively SCC 1-C had a higher flow time of 22 s and SCC 1-D a lower one of 14 s. However, stability and self-deaeration were achieved in both cases.

The test piece that was produced with SCC 1-E has a virtually void-free surface that can be attributed to a high degree of self-deaeration. However, the fracture pattern in the upper zone ($h \sim 50$ mm) of this cylinder shows enrichment of paste and only a few coarse aggregate grains. The associated values for the slump flow of 830 mm and for the V-funnel flow time of 10 s are characteristic of the start of the unstable range. Because of the high flowability and low viscosity virtually all the air is able to escape. However, the viscosity of the mortar is too low to support the coarse aggregate grains during the flow and when stationary.

From the investigations it was possible to derive the optimum workability range for SCC 1 (see Figure 9). If the values for the slump flow lie between 700 mm and 820 mm and for the V-funnel flow time lie between 12 s and 22 s then adequate mix stability and self-deaeration can be assumed. The targets and tolerance values for the window are listed in Table 2.

This workability window applies to the temperature range around 20 °C. Tests in the temperature range at about 30 °C did not result in any changes in the stipulated target and tolerance values. Investigations in the temperature range below 10 °C showed that the window is slightly reduced in size and is displaced towards lower slump flows (700 mm to 780 mm) while the V-funnel flow time remains virtually unchanged.

4.3.3 Workability ranges of different SCCs

The workability ranges of four different self-compacting concretes are shown in Figure 10. They differ in the powder materials, and composition as well as in the constituent materials from different producers. The relevant parameters of the concrete compositions are listed in Table 3. This diagram illustrates the different ranges for optimum self compacting properties of different self compacting concretes. It can be seen that the workability ranges fluctuate around the characteristic value for self compaction of $sm \sim 700$ mm and $T \sim 15$ s specified by Okamura [2] for self compaction. However, the precise position and size of the specific workability window depends heavily on the constituent materials used and their combination. Particular prominence should be given, for example, to the windows for SCC 1 and SCC 4. SCC 1 shows, as derived in

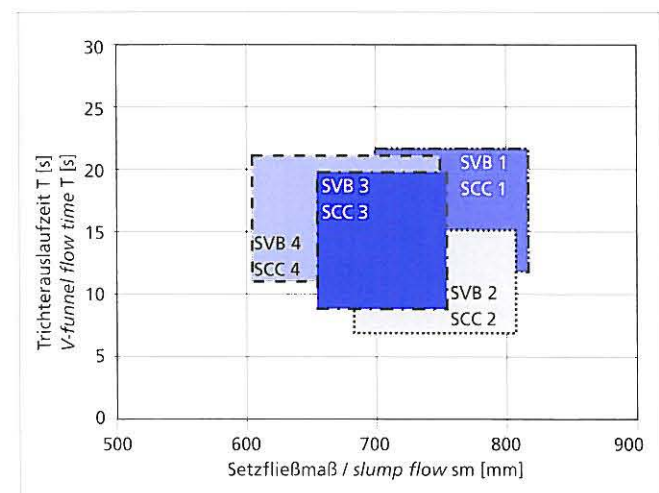


Bild 10: Verarbeitbarkeitsfenster für vier verschiedene SVB
Figure 10: Workability windows for four different SCCs

Tafel 3: Kennwerte der selbstverdichtenden Betone SVB 1 bis SVB 4
Table 3: Parameters of the self compacting concretes SCC 1 to SCC 4

Nr.	SVB 1 SCC 1	SVB 2 SCC 2	SVB 3 SCC 3	SVB 4 SCC 4
Zement/cement	CEM III/A 32,5 R	CEM III/A 32,5 R	CEM I 32,5 R	CEM III/A 32,5 N
Zementgehalt cement content in kg/m ³	240	270	285	240
Zusatzstoff concrete addition	Steinkohlen- flugasche 1 coal fly ash 1	Steinkohlen- flugasche 1 coal fly ash 1	Kalksteinmehl limestone meal	Steinkohlen- flugasche 2 coal fly ash 2
Zusatzstoffgehalt concrete addition content in kg/m ³	310	280	265	310
Fließmittel plasticizer (PCE)	PCE 1	PCE 1	PCE 2	PCE 2
Wassergehalt water content in kg/m ³	168	173	177	175

kennwerten von Setzfließmaß und Trichterauslaufzeit geeignete Korrekturmaßnahmen (z.B. Fließmittelnachdosierung) zielgerichtet eingeleitet werden, um den SVB wieder in den vorher festgelegten Verarbeitbarkeitsbereich zu bringen. Die Art der erforderlichen Korrekturmaßnahmen ist in den Eignungsprüfungen festzulegen.

Die Untersuchungen wurden von der Forschungsgemeinschaft Transportbeton e.V. (FTB) und ihren Mitgliedsunternehmen finanziert und begleitet.

Section 4.3.2, optimum self compacting properties at slump flows between 700 mm and 820 mm in combination with V-funnel flow times of 12 s to 22 s. SCC 4, on the other hand, which is identical in the nature and content of the powder materials but contains constituent materials from a different producer, shows optimum self compacting properties at slump flows between 600 mm and 750 mm and V-funnel flow times of 10 s to 20 s.

5 Summary

An approach for assessing the self compacting properties of a SCC has been developed which represents the workability in a diagram using the slump flow parameter as a measure of the yield value and the V-funnel flow time parameter as a measure of the viscosity.

The optimum workability range for self compaction as well as the limits of workability (stagnation and sedimentation) have to be tested and specified for the corresponding SCC in fresh and hardened concrete investigations by varying the levels of water and superplasticizer. The surfaces and fracture patterns of test pieces produced with the SCC are compared with the associated fresh concrete parameters to assess the mix stability and self-deaeration.

This enables the range of the self compacting property to be characterized by a workability range within the workability diagram.

If, for example, when the concrete is delivered the two fresh concrete parameters of slump flow and V-funnel flow time lie within the workability window established in the initial test and updated during internal factory production control it can be assumed that the concrete has adequate flow, deaeration and mix stability properties. What is more, any deviations from the target composition will become recognizable within the workability diagram. This also means that if the fresh concrete parameters of slump flow and V-funnel flow time are not adequate then suitable specific corrective measures (e.g. secondary addition of superplasticizer) can be initiated to bring the SCC back into the previously defined workability range. The nature of the requisite corrective measures must be specified in the compliance tests.

The investigations were financed and attended by the FTB (Ready-mixed Concrete Research Association) and its member companies.

Literatur / Literature

- [1] Grube, H.; Rickert, J.: Selbstverdichtender Beton – ein weiterer Entwicklungsschritt des 5-Stoff-Systems Beton. beton 49 (1999), H. 4, S. 239–244
- [2] Okamura, H.; Ozawa, K.: Mix Design For Self-Compacting Concrete, Concrete Library of JSCE No. 25, Juni 1995
- [3] Takada, K.; Pelova, G. I.; Walraven, J. C.: Influence of Mixing Efficiency on the Mixture Proportion of General Purpose Self-Compacting Concrete, International Symposium on High Performance Concrete and Reactive Powder Concrete, 16–20 August 1998, Sherbrooke, Canada
- [4] Bonzel, J.; Siebel, E.: Fließbeton und seine Anwendungsmöglichkeiten. beton 24 (1974), H. 1, S. 20–24 und H. 2, S. 59–63
- [5] Bonzel, J.; Siebel, E.: Erläuterungen zur Richtlinie für Beton mit Fließmitteln und für Fließbeton Fassung Januar 1986, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, DAfStb (Hrsg.), Berlin, Schriftenreihe des DAfStb Heft 400, S. 177–185
- [6] DAfStb-Richtlinie für selbstverdichtenden Beton: Ergänzungen zu DIN 1045-2: 2001 und DIN 206-1:2001 sowie DIN 1045-3:2001, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, DAfStb (Hrsg.), Berlin (in Vorbereitung)
- [7] Spanka, G.; Grube, H.; Thielen, G.: Wirkungsmechanismen verflüssigender Betonzusatzmittel. Beton 45 (1995), H. 11, S. 802–808 und H. 12, S. 876–881
- [8] Petersson, O.; Billberg, P.: Investigation on Blocking of Self-Compacting Concrete with Different Maximum Aggregate Size and Use of Viscosity Agent instead of Filler, Proceedings of the First International RILEM Symposium Self-Compacting Concrete, Stockholm, Sweden 1999, S. 333–344
- [9] Bramehuber, W.; Uebachs, S.: Sedimentationsstabilität von selbstverdichtenden Betonen. beton 53 (2003), H. 1, S. 10–15
- [10] Kordts, S.; Grube, H.: Steuerung der Verarbeitbarkeits Eigenschaften von selbstverdichtendem Beton als Transportbeton. beton 52 (2002), H. 4, S. 217–223

Dispergierbarkeit der Silicastaub-Suspension im Zementleim und Mörtel

Dispersibility of the silica fume slurry in cement paste and mortar

Übersicht

Silicastaub ist ein weitverbreiteter Betonzusatzstoff. Nach DIN EN 206-1/DIN 1045-2 ist Silicastaub ein ultrafeiner Stoff, der dem Beton zugegeben wird, um bestimmte Eigenschaften zu beeinflussen. Die wichtigsten Einsatzgebiete für Silicastaub sind hochfeste bzw. Hochleistungsbetone. Daneben kann Silicastaub auch als vorbeugende Maßnahme für die Vermeidung einer schädigenden Alkali-Kieselsäure-Reaktion der Gesteinskörnung zum Einsatz kommen. In Deutschland kommt Silicastaub meistens in trockener loser Form oder als Suspension zur Anwendung. Der Silicastaub in loser Form ist in der Betonindustrie schwierig zu handhaben. Die Dosierung und besonders die ausreichende Dispergierung erfordert besondere Anstrengungen. In der Praxis ist es deshalb üblich, den Zusatzstoff Silicastaub als wässrige Dispersion mit rd. 50 M.-% Feststoffgehalt einzusetzen. Ziel der Arbeit war es, im Rahmen der Untersuchungen zur Gefügeentwicklung im Zementstein zunächst einen Beitrag zur Aufklärung der Dispergierbarkeit der Silicastaub-Suspension bei der Zementleim- bzw. Mörtelherstellung zu leisten.

Abstract

Silica fume is a widely used concrete addition. According to DIN EN 206-1/DIN 1045-2 silica fume is an ultrafine substance which is added to the concrete in order to influence certain properties. The most important areas of application for silica fume are high-strength and high-performance concretes. Silica fume can also be used as a preventive measure to avoid damaging alkali-silica reactions with the aggregates. In Germany the silica fume is normally used in dry bulk form or as a slurry. Silica fume is difficult to handle in bulk form in the concrete industry. Special procedures are needed for the metering and, in particular, to achieve adequate dispersal. In practice it is therefore normal to use the silica fume addition as an aqueous dispersion with a solids content of about 50 wt.%. As part of the investigations into the development of the microstructure in hardened cement paste the initial aim was to provide information on the dispersibility of the silica fume slurry during the production of cement paste and mortar.

1 Einleitung

Die weitgehend kugelförmigen Partikel von Silicastaub haben mittlere Korndurchmesser von rd. 100 nm, d.h. sie sind rd. 100-mal feiner als Zement. Die damit verbundene extrem große Oberfläche bewirkt, dass Silicastaub in alkalischer Umgebung, z.B. in der Porenlösung des Zementleims/-steins, sehr schnell mit dem Calciumhydroxid zu Calciumsilikathydraten reagiert. Hinzu kommt, dass Silicastaub aufgrund seiner geringen Korngröße das Zwickelvolumen im Zementleim und die Randzone zur Gesteinskörnung füllt, so dass die hochfesten Reaktionsprodukte die Gefügestruktur von Zementstein und Beton gezielt verbessern. Dieser Effekt wird für die Herstellung hochfester Betone technisch genutzt. Außerdem kann Silicastaub in der Porenlösung des Zementsteins nicht nur mit Calciumhydroxid, sondern auch gleichzeitig mit den Alkalien reagieren, was eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion der Gesteinskörnung unterdrücken kann.

Silicastaub erzielt somit als Füller und aktives Puzzolan, gleichmäßig im Beton verteilt, seine Wirkung. Die puzzolanische Wirkung ist darauf zurück zu führen, dass die Silicastaubpartikel mineralogisch als hochreaktive amorphe Kieselsäure vorliegen. Das hat zur Folge, dass Agglomerate des Silicastaubs infolge dieser Reaktion mit den Alkalien in der Porenlösung auch zu einer schädigenden AKR beitragen können [1 bis 3]. Shayan [4] bestätigte diese Erscheinungen an dampfbehandeltem Beton. Marusin und Shotwell [5] berichteten über Schäden an einem renovierten Parkhaus infolge einer Agglomeration von nicht ausreichend dispergierten Silicastaubpartikeln.

Nicht abschließend beantwortet sind auch Fragen zum Beitrag von Silicastaub zur Dauerhaftigkeit. Eine Reihe von Autoren vertritt die Meinung, dass Betone, die Silicastaub enthalten, auf

1 Introduction

The largely spherical particles of silica fume have an average particle diameter of about 100 nm, i.e. they are about 100-times finer than cement. The resulting extremely large surface area means that in an alkaline environment, e.g. in the pore solution of cement paste or hardened cement paste, the silica fume reacts very rapidly with the calcium hydroxide to form calcium silicate hydrates. Because of its very small particle size silica fume also fills the interstitial spaces in the cement paste and the boundary zone with the aggregate, with the result that the high-strength reaction products make specific improvements to the microstructure of the hardened cement paste and concrete. This effect is used industrially for the production of high-strength concretes. In the pore solution of the hardened cement paste silica fume can also react not only with calcium hydroxide but also at the same time with the alkalis, which can suppress any alkali-silica reaction with the aggregate.

When it is distributed uniformly in the concrete the silica fume therefore achieves its effect both as a filler and as an active pozzolana. The pozzolanic action is attributed to the fact that the silica fume particles are present mineralogically as highly reactive amorphous silica. This means that agglomerates of silica fume can also contribute to a harmful alkaline-silica reaction as a result of this reaction with the alkalis in the pore solution [1 to 3]. Shayan [4] confirmed these phenomena in steam-cured concrete, and Marusin and Shotwell [5] reported damage in a renovated multi-storey car park as a result of agglomeration of inadequately dispersed silica fume particles.

There are also questions about the contribution of silica fume to durability which have not yet been conclusively answered. A number of authors are of the opinion that concretes which con-

Tafel 1: Chemisch-mineralogische und physikalische Kennwerte von Zement und Silicastaub

Table 1: Characteristic chemico-mineralogical and physical values for cement and silica fume

	CEM I 42,5 R	Silicastaub Silica fume
Dichte [g/cm ³] density [g/cm ³]	3,12	2,22
Spez. Oberfläche [cm ² /g] spec. surface area [cm ² /g]	3 290 (Blaine)	220 000 (BET)
Glühverlust bei 1000 °C loss on ignition at 1000 °C	1,33	1,42
SiO ₂ [M.-%]	20,30	93,35
Al ₂ O ₃ [M.-%]	5,78	0,86
Fe ₂ O ₃ [M.-%]	2,00	0,70
CaO [M.-%]	63,46	0,63
MgO [M.-%]	1,03	0,66
K ₂ O [M.-%]	1,01	0,80
Na ₂ O [M.-%]	0,16	0,27
Na ₂ O-Äqu. [M.-%]	0,82	0,79
SO ₃ [M.-%]	2,79	0,07
C ₃ S [M.-%]	59,14	–
C ₂ S [M.-%]	15,39	–
C ₃ A [M.-%]	12,31	–
C ₄ AF [M.-%]	6,27	–

Grund ihres dichten Gefüges eine erhöhte Dauerhaftigkeit aufweisen [6, 7]. Dagegen berichten andere Forscher, dass das Ersetzen von Portlandzement durch Silicastaub eine Verringerung des Frost-Tausalz-Widerstands mit sich brachte [8, 9].

2 Experimenteller Teil

2.1 Untersuchte Stoffe

Das Versuchsprogramm umfasste die Untersuchungen am Bindemittel und Mörtel. Dabei wurde der Einfluss unterschiedlicher Faktoren wie Zugabereihenfolge der Komponenten, Mischdauer, äquivalenter Wasserzementwert ($(w/z)_{eq} = \text{Wasser}/(\text{Zement} + \text{Silicastaub})$) und Fließmittelart (bei niedrigem Wasserzementwert) auf den Dispergierungsgrad von Silicastaub-Suspension untersucht.

tain silica fume exhibit increased durability because of their dense microstructure [6, 7]. On the other hand, other researchers report that replacement of Portland cement by silica fume has entailed a reduction in the resistance to freeze-thaw with de-icing salt [8, 9].

2 Experimental section

2.1 Materials investigated

The test programme encompassed the investigation of binder paste and mortar. The investigations covered the influence of different factors, such as the mixing sequence of the components, the mixing time, the equivalent water/cement ratio ($(w/c)_{eq} = \text{water}/(\text{cement} + \text{silica fume})$) and the type of plasticizer (for low water/cement ratios), on the degree of dispersion of silica fume slurry. A suspension of "Elkem Microsilica (SF)" with a 50:50 solids/water ratio was used. The particle size of the silica fume was less than 1 µm, and averaged 0.3 µm.

The mixes were based on a CEM I 42,5 R cement. The most important chemico-mineralogical and physical parameters of the cement and silica fume used are given in Table 1. The content of silica fume (solid) was chosen as 10 wt.% relative to the cement content. The equivalent water/cement ratios of 0.50, 0.40 and 0.30 were studied for the paste and 0.50, 0.40 and 0.35 for the mortar.

Two types of plasticizer were used with the low water/cement ratios:

- plasticizer based on polycarboxyl ether (0.45 wt.% SO₃, 0.71 wt.% Na equiv.)
- plasticizer based on sodium naphthalene sulfonate (25.4 wt.% SO₃, 14.41 wt.% Na equiv.)

The individual combinations of the mixes can be found in Table 2.

2.2 Investigations carried out

The mortar mixer specified in DIN EN 196-1 (Hobart mixer) was used for producing the mixes. A high-speed mixer (Figure 1) was also used for producing the cement-silica-fume pastes. In accordance with DIN EN 196-1 the basic rotational speed of the mortar mixer was 140 rpm, and the higher rotational speed was 285 rpm. For the high-speed mixer the basic speed was 750 rpm and the higher speed was 1500 rpm.

The test programme comprised two series for cement pastes made with silica fume slurry – one series using the mortar mixer (Series I) and one using the high-speed mixer (Series II) – as well as a series for mortar made with standard sand (Series III) produced in the mortar mixer. The detailed test programmes for the cement-silica-fume pastes (Series I and II) are shown in Figures 2

Tafel 2: Kombinationen der Mischungen von Zementleim und Mörtel

Table 2: Combinations of the cement paste and mortar mix formulations

Mischung <i>Mix</i>	(w/z) eq (w/c) eq	Gehalt an <i>Content of</i>				
		Zement [kg/m³] <i>Cement</i> [kg/m³]	Silicastaub (Feststoff) [% vom Zement] <i>silica fume (solid)</i> [% of cement]	Wasser [kg/m³] <i>water</i> [kg/m³]	Fließmittel [M.-% vom Zement] <i>superplasticizer</i> [% by mass of cement]	Normsand [kg/m³] <i>standard sand</i> [kg/m³]
Leim / <i>paste</i>						
0	0,40	1390	–	556	–	–
1	0,40	1263	10	556	–	–
2	0,50	1108	10	610	–	–
3	0,30	1465	10	483	0,4 (PC)*	–
4	0,30	1465	10	483	0,7 (NS)**	–
Mörtel / <i>mortar</i>						
5	0,40	539	–	216	–	1617
6	0,40	490	10	216	0,7 (NS)**	1617
7	0,50	465	10	256	–	1535
8	0,35	504	10	194	1,0 (NS)**	1663

* Fließmittel auf Polycarboxylether-Basis

* Superplasticizer based on polycarboxyl ether

** Fließmittel auf Na-Naphthalinsulfonat-Basis

** Superplasticizer based on Na naphthalene sulfonate

Es handelte sich um die Suspension „Elkem Microsilica (SF)“ mit einem Feststoff-Wasser-Verhältnis von 50:50. Die Korngröße des Silicastaubs war kleiner als 1 µm und betrug im Mittel 0,3 µm.

Die Mischungen wurden auf Basis von CEM I 42,5 R hergestellt. Die wichtigsten chemisch-mineralogischen und physikalischen Kennwerte des eingesetzten Zements und Silicastaubs sind in Tafel 1 enthalten. Der Gehalt an Silicastaub (Feststoff) wurde mit 10 M.-%, bezogen auf den Zementgehalt, gewählt. Dabei wurden äquiv. Wasserzementwerte von 0,50; 0,40 und 0,30 für den Leim bzw. 0,50; 0,40 und 0,35 für den Mörtel betrachtet. Bei den niedrigen Wasserzementwerten wurden zwei Fließmittelarten eingesetzt:

- Fließmittel auf Polycarboxylether-Basis (0,45 M.-% SO_3 , 0,71 M.-% Na-Äqu.)
- Fließmittel auf Na-Naphthalinsulfonat-Basis (25,4 M.-% SO_3 , 14,41 M.-% Na-Äqu.)

Die einzelnen Kombinationen der Mischungen sind aus Tafel 2 ersichtlich.

2.2 Durchgeführte Untersuchungen

Zur Herstellung der Mischungen kam der Mörtelmischer nach DIN EN 196-1 (Hobart-Mischer) zum Einsatz. Zur Herstellung der Zement-Silicastaub-Leime wurde zusätzlich auch ein hochtouriger Mischer (Bild 1) eingesetzt. Die Grundrotation beträgt gemäß DIN EN 196-1 für den Mörtelmischer 140 min^{-1} , die erhöhte Rotation 285 min^{-1} . Für den hochtourigen Mischer beträgt die Grundrotation 750 min^{-1} sowie die erhöhte Rotation 1500 min^{-1} .

Das Versuchsprogramm umfasste zwei Serien für Zementleim mit Silicastaub-Suspension, wobei zum einen der Mörtelmischer (Serie I) und zum anderen der hochtourige Mischer (Serie II) verwendet wurden sowie eine Serie für Mörtel mit Normsand (Serie III) im Mörtelmischer. Das detaillierte Versuchsprogramm an den Zement-Silicastaub-Leimen (Serien I und II) ist in Bild 2 bzw. 3 und an den Mörteln in Bild 4 dargestellt. Die Probenbezeichnungen bedeuten: 1. Position – Probenzusammensetzung, 2. Position – Mischreihe, 3. Position – Mischerart; T = hochtouriger Mischer.

Nach dem Mischen wurden jeweils Normprismen mit den Abmessungen $40 \text{ mm} \times 40 \text{ mm} \times 160 \text{ mm}$ hergestellt. Die Prismen lagerten zunächst 7 Tage bei einer Temperatur von 20°C und einer r.F. von 65 % und danach in Wasser bei einer Temperatur von 20°C . Nach 28 Tagen wurden für den Zementstein Anschliffe und für den Mörtel Dünnschliffe angefertigt.

Es wurden folgende Untersuchungen durchgeführt: lichtmikroskopische Untersuchungen an Anschliffen und Dünnschliffen, rasterelektronenmikroskopische Untersuchungen inklusive energiedispersiver Röntgenmikroanalyse (EDX) an Bruchstücken und Dünnschliffen sowie die Bestimmung der Druckfestigkeit an Normprismen nach 7 Tagen und 28 Tagen.

3 Dispergierung des Silicastaubs im Zement-Silicastaub-Leim

3.1 Ergebnisse bei Verwendung des Mörtelmischers

In den Bildern 5 bis 10 sind die Ergebnisse der Untersuchungen an den Zementleimen mit Silicastaubzugabe als Suspension dargestellt. Bei diesen Untersuchungen wurden die Zugabereihenfolge

and 3 respectively and for the mortars are shown in Figure 4. The sample designations mean: 1st position – sample composition, 2nd position – mixer series, 3rd position – mix type; T = high-speed mixer.

In each case standard $40 \text{ mm} \times 40 \text{ mm} \times 160 \text{ mm}$ prisms were produced after the mixing had been completed. The prisms were first stored for 7 days at a temperature of 20°C and a relative humidity of 65 % and then in water at a temperature of 20°C . After 28 days polished sections were prepared for the hardened cement paste and thin sections for the mortar.

The following investigations were carried out: light-optical microscope examination of the polished sections and thin sections, and scanning electron microscope examination, including energy dispersive X-ray micro analysis (EDX), of fracture surfaces and thin sections, as well as determination of the compressive strengths on standard prisms after 7 days and 28 days.

3 Dispersing the silica fume in the cement-silica-fume paste

3.1 Results using the mortar mixer

The results of the investigations on cement pastes with silica fume added in the form of a slurry are shown in Figures 5 to 10. Different mixing sequences and different mixing times, equivalent water/cement ratios and types of plasticizer were chosen for these investigations.

Visual comparison of the light-optical microscope photomicrographs of polished sections for different mixing sequences showed the following results (Figure 5): numerous SiO_2 agglomerates up to



Bild 1: Hochtouriger Mischer
Figure 1: High-speed mixer

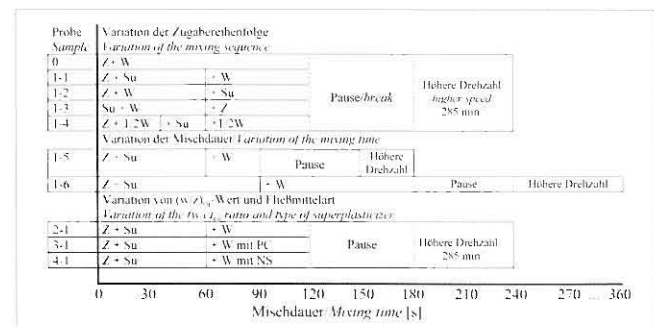


Bild 2: Versuchsprogramm für Zementleim mit Silicastaub-Suspension (Su) bei Verwendung des Mörtelmischers (Serie I)
Figure 2: Test programme for cement paste with silica fume slurry (Su) using the mortar mixer (Series I)

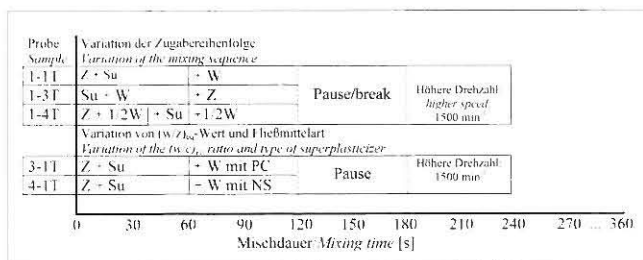


Bild 3: Versuchsprogramm für Zementleim mit Silicastaub-Suspension (Su) bei Verwendung des hochtourigen Mischers (Serie II)
Figure 3: Test programme for cement paste with silica fume slurry (Su) using the high-speed mixer (Series II)

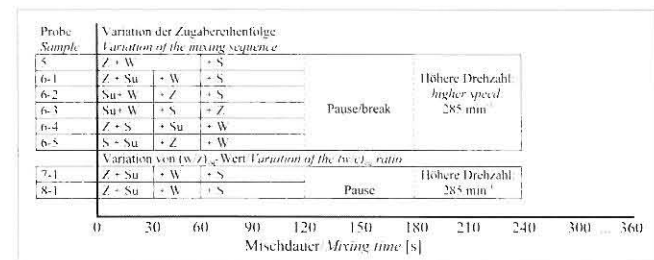


Bild 4: Versuchsprogramm für Mörtel mit Silicastaub-Suspension (Su) bei Verwendung des Mörtelmischers (Serie III)
Figure 4: Test programme for mortar with silica fume slurry (Su) using the mortar mixer (Series III)

und die Mischdauer, der äquiv. Wasserzementwert und die Fließmittelart unterschiedlich gewählt.

Ein optischer Vergleich der lichtmikroskopischen Aufnahmen an den Anschliffen bei unterschiedlicher Zugabereihenfolge zeigte folgendes Ergebnis (Bild 5): Wenn der Zement zuerst trocken zur Silicastaub-Suspension und danach das Wasser in den Mischer zugegeben wurde (Probe 1-1), entstanden zahlreiche SiO_2 -Agglomerate bis zu 2,0 mm (Bild 5 a). Wenn der Zement hingegen zuerst mit Wasser zu Zementleim gemischt wurde und dazu die Silicastaub-Suspension zugemischt wurde (Probe 1-2), entstand eine gleichförmige Verteilung der Silicastaubpartikel im Zement-Silicastaub-Leim (Bild 5 b). Bei der Verwendung des Silicastaubs als Suspension hatte die Zugabereihenfolge jedoch nicht nur einen starken Einfluss auf den Dispergierungsgrad, sondern auch auf die homogene Verteilung des Silicastaubs im Zementleim. Auf den Anschliffen 5 c und 5 d sind unterschiedlich verteilte Zement-Silicastaub-Agglomerate zu erkennen. Im Fall 5 c wurde das Wasser vollständig zur Silicastaub-Suspension zugegeben, bevor der Zement zugemischt wurde (Probe 1-3). Im Fall 5 d wurde die Hälfte des Wassers dem Zement zugemischt, bevor die Silicastaub-Suspension und dann der Rest des Wassers zugegeben wurde (Probe 1-4).

An Bruchstücken von allen Proben wurden rasterelektronenmikroskopische und mikroanalytische Untersuchungen durchgeführt. Im ungünstigsten Fall, wenn dem Zement die Silicastaub-Suspension vor dem Wasser zugemischt wurde (Probe 1-1), zeigen die Aufnahmen zahlreiche Alkalisilikat-Gel-Bildungen (Bild 6). Auf den Aufnahmen der Probe, bei der der Silicastaub-Suspension zunächst das Wasser und dann der Zement zugegeben wurde (Probe 1-3), ist zu sehen, dass die hellen Stellen in den lichtmikroskopischen Aufnahmen in Bild 5 c schwache, poröse Stellen in der silicastaubhaltigen Zementsteinstruktur sind und dass sie wahrscheinlich nur aus Hydraten von Zementpartikeln bestehen (Bild 7). Dagegen sind die dunkleren Agglomerate in Bild 5 d (Probe 1-4) im Vergleich zu der umgebenden Matrix dichter und Si-reicher (Bild 8). Nur die Probe 1-2, die in der Reihenfolge Zement + Wasser + Silicastaub-Suspension hergestellt wurde, zeigte eine relativ gleichförmige Bindemittelsteinstruktur.

Demnach können bei gleicher Mischintensität im Mörtelmischer bei Silicastaubzugabe als Suspension allein durch die Reihenfolge, mit der die Ausgangsstoffe zugegeben werden, sowohl SiO_2 -Agglomerate (Probe 1-1) oder gleichförmige Dispersionen (Probe 1-2) als auch Zementagglomerate (Probe 1-3) oder Zement-Silicastaub-Agglomerate (Probe 1-4) entstehen.

Erwartungsgemäß verminderte sich die Druckfestigkeit der Probe 1-1, die Alkalisilikat-Gel-Bildungen aufwies, im Vergleich sowohl zur Nullprobe (ohne Silicastaub) als auch zu den restlichen Proben. Letztere zeigten etwas höhere Druckfestigkeiten als die Nullprobe (Bild 9).

Eine veränderte Mischdauer führte bei der ungünstigsten Zugabereihenfolge Zement + Silicastaub-Suspension + Wasser zu keiner Verbesserung der Dispergierung der Silicastaubpartikel (Proben 1-5 und 1-6). Allerdings nahm die Größe der Agglomerate – wenn auch nur unwesentlich – bei der Verlängerung der Mischzeiten ab.

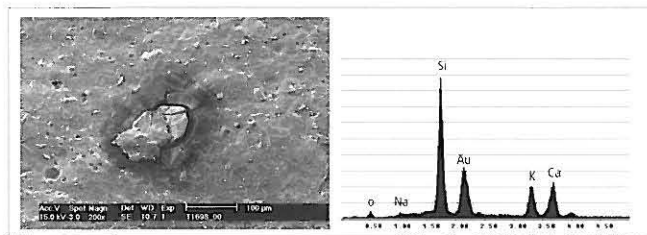


Bild 6: Rasterelektronenmikroskopische Aufnahme und EDX-Diagramm der Alkalisilikat-Gel-Bildungen im Zementsteingefüge bei der Zugabereihenfolge Zement + Silicastaub-Suspension + Wasser (Probe 1-1, Bruchstück)

Figure 6: Scanning electron microscope photomicrograph and EDX diagrams of the alkali silicate gel formations in the microstructure of the hardened cement paste for the mixing sequence cement + silica fume slurry + water (Sample 1-1, fracture surface)

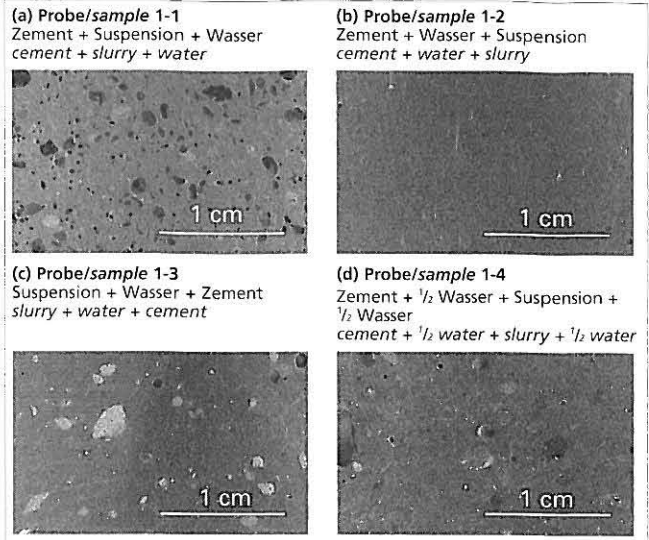


Bild 5: Lichtmikroskopische Aufnahmen von Anschliffen des Zementsteins mit einem äquiv. Wasserzementwert von 0,40 bei Silicastaubzugabe als Suspension in unterschiedlicher Zugabereihenfolge im Mörtelmischer bei einer Mischdauer von 4 min

Figure 5: Light-optical microscope photomicrographs of polished sections of the hardened cement paste with a equiv. water cement ratio of 0.40 with silica fume added as a slurry in different mixing sequences with a mixing time of 4 min in the mortar mixer

2.0 mm were formed (Figure 5a) when the cement was first added dry to the silica fume slurry and the water was then added to the mixer (Sample 1-1). On the other hand, uniform distribution of the silica fume particles in the cement-silica-fume paste was obtained (Figure 5b) when the cement was first mixed with water to form cement paste and this was then mixed with the silica fume slurry (Sample 1-2). When the silica fume was used as a slurry the mixing sequence had a strong effect not only on the degree of dispersion but also on the homogenous distribution of the silica fume in the cement paste. Cement-silica-fume agglomerates with differing distributions can be seen in the polished sections 5c and 5d. In case 5c all the water was added to the silica fume slurry before the cement was mixed in (Sample 1-3). In case 5d half of the water was mixed with the cement before the silica fume slurry and then the rest of the water were mixed in (Sample 1-4).

Scanning electron microscope and microanalytical investigations were carried out on fracture surfaces of all samples. In the least favourable case, when the silica fume slurry was mixed with the cement before the water (Sample 1-1), the photomicrographs showed extensive formation of alkali silicate gel (Figure 6). In the photomicrographs of the samples for which the water was mixed first with the silica fume slurry and then the cement was added (Sample 1-3) it can be seen that the light points in the light-optical microscope photomicrographs in Figure 5c are weak, porous points

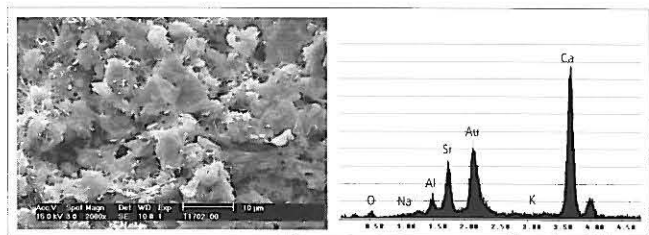


Bild 7: Rasterelektronenmikroskopische Aufnahme und EDX-Diagramm der Zementagglomerate im Zementsteingefüge bei der Zugabereihenfolge Silicastaub-Suspension + Wasser + Zement (Probe 1-3, Bruchstück)

Figure 7: Scanning electron microscope photomicrograph and EDX diagrams of the cement agglomerates in the microstructure of the hardened cement paste for the mixing sequence silica fume slurry + water + cement (Sample 1-3, fracture surface)

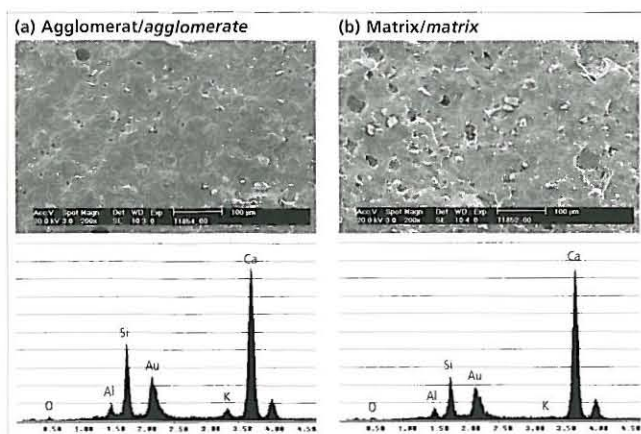


Bild 8: Rasterelektronenmikroskopische Aufnahmen und EDX-Diagramme dunklerer Agglomerate im Zementeingefüge bei Zugabereihenfolge Zement + $\frac{1}{2}$ Wasser + Silicastaub-Suspension + $\frac{1}{2}$ Wasser (Probe 1-4, Bruchstück)

Figure 8: Scanning electron microscope photomicrograph and EDX diagrams of darker agglomerates in the hardened cement microstructure for the mixing sequence: cement + $\frac{1}{2}$ water + silica fume slurry + $\frac{1}{2}$ water (Sample 1-4, fracture surface)

Die Steigerung des äquiv. Wasserzementwerts von 0,40 auf 0,50 (Probe 2-1) hatte kaum einen Einfluss auf die Dispergierung des Silicastaubs bei der Zugabereihenfolge Zement + Silicastaub-Suspension + Wasser (Bild 10 a). Dagegen ließen sich die Silicastaubagglomerate beim Einsatz eines Fließmittels, unabhängig von dessen Art, wesentlich vermindern, jedoch nicht vermeiden. Die Größe der Silicastaubagglomerate betrug dabei maximal 1,0 mm (Bild 10 b).

Es liegt nahe, die Erklärung für die genannten Phänomene sowohl im elektrostatischen als auch chemischen Verhalten des wassergesättigten Silicastaubs in den ersten Sekunden und Minuten der Zementhydratation zu suchen. Schon beim Kontakt der Silicastaub-Suspension mit dem Zement bei der Reihenfolge: Zement + Silicastaub-Suspension + Wasser (Probe 1-1) gehen die durch den Zement eingetragenen positiv geladenen Alkali- und Calcium-Ionen in der Suspension in Lösung. Einerseits können diese Ionen mit negativ geladenen Silicastaubpartikeln [10] eine elektrostatische Wechselwirkung mit der Bildung einer Flockenstruktur eingehen. Andererseits reagiert der Silicastaub als hochreaktive, hochfeine, amorphe Kieselsäure sehr schnell mit den aus Zement gelösten Alkalien [11]. Dadurch entsteht eine relativ dichte wasserglasähnliche, niedermolekulare kolloidale Substanz mit schwebenden Silicastaubflocken. Diese Substanz zieht durch ihre große Oberfläche Wassermoleküle an und adsorbiert sie. Hierdurch gewinnt die Silicastaub-Suspension ein höheres Zusammenhaltevermögen und ihre Dispergierung wird in „trockener“ Umgebung, d.h. niedriger w/z-Wert, stark erschwert.

Wenn die Silicastaub-Suspension erst mit Wasser gemischt wurde (Reihenfolge: Silicastaub-Suspension + Wasser + Zement; Probe 1-3), ließ die nach dem Kontakt mit dem Zement entstehende verdünnte Alkalisilikat-Lösung die Silicastaubpartikel besser dispergieren. Da die Wassermoleküle dabei jedoch teilweise am Silicastaub festgehalten werden, verursachte ein solcher Mischablauf eine wegen des niedrigen Wasserzementwerts unregelmäßige Verteilung des Wassers, was zur Bildung von Zementagglomeraten führte.

Eine gleichförmige Dispergierung sowohl des Silicastaubs als auch des Zements wurde nur erreicht, wenn die Silicastaub-Suspension in der Reihenfolge Zement + Wasser + Silicastaub-Suspension im Mischer zugegeben wurde (Probe 1-2). Das heißt, es wurde zuerst eine Zement-Suspension hergestellt und diese danach mit der Silicastaub-Suspension gemischt. In diesem Fall wurden einerseits nicht nur die Silicastaub-, sondern auch die Zementpartikel direkt wassergesättigt und gut dispergiert. Andererseits drangen die Alkali-Ionen des Zements nicht konzentriert in die Silicastaub-Suspension ein. Allerdings führte unzureichender Wassergehalt im Zement-Wasser-Gemisch (erdfeuchter Zustand)

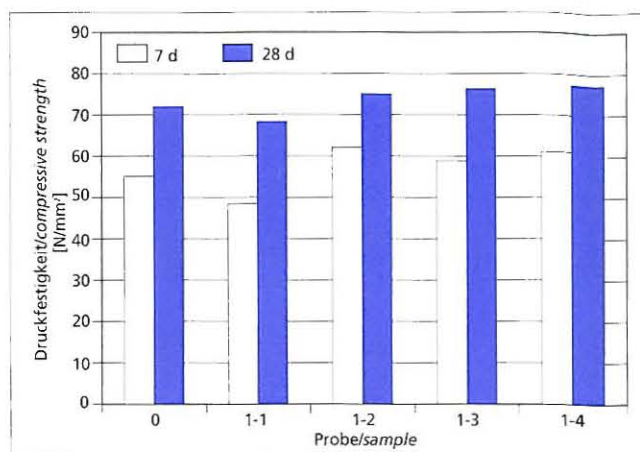


Bild 9: Druckfestigkeit von Zementstein mit einem äquiv. Wasserzementwert von 0,40 bei Zugabe des Silicastaubs als Suspension in unterschiedlicher Reihenfolge im Mörtelmischer bei einer Mischdauer von 4 min

Figure 9: Compressive strength of hardened cement paste with a equiv. water cement ratio of 0.40 for silica fume added as a slurry in different sequences with a mixing time of 4 min in the mortar mixer

in the structure of the hardened cement paste containing silica fume and that they probably consist only of hydrates of cement particles (Figure 7). On the other hand, the darker agglomerates in Figure 5d (Sample 1-4) are denser, and richer in Si, than the surrounding matrix (Figure 8). Only the Sample 1-2, which was produced in the sequence cement + water + silica fume slurry, showed a relatively uniform structure of the hardened binder.

This shows that when silica fume is added as a slurry it is possible to obtain SiO₂ agglomerates (Sample 1-1) or uniform dispersions (Sample 1-2) as well as cement agglomerates (Sample 1-3) or the cement-silica-fume agglomerates (Sample 1-4) with the same mixing intensity in the mortar mixer just through the sequence in which the constituents are mixed.

As expected, the compressive strength of Sample 1-1, which exhibited the formation of alkali silicate gel, was lower than both the null sample (without silica fume) and the rest of the samples. The latter showed somewhat higher compressive strengths than the null sample (Figure 9).

With the least favourable mixing sequence, namely cement + silica fume slurry + water, a changed mixing time did not improve the dispersion of the silica fume particles (Sample 1-5 and 1-6). However, the size of the agglomerates decreased – even if only very slightly – when the mixing times were extended.

The increase in the equivalent water/cement ratio from 0.40 to 0.50 (Sample 2-1) had virtually no influence on the dispersion of the silica fume in the mixing sequence cement + silica fume slurry + water (Figure 10a). On the other hand, the silica fume agglomerates were substantially reduced, but not avoided, when a plasticizer was used, regardless of its type. The maximum size of the silica fume agglomerates was 1.0 mm (Figure 10b).

It is clear that the explanation for the phenomena described lies in the electrostatic and the chemical behaviour of the water-saturated silica fume in the first seconds and minutes of cement hydration. As soon as the silica fume slurry comes into contact with the cement in the sequence: cement + silica fume slurry + water (Sample 1-1), the positively charged alkali and calcium ions introduced by the cement go into solution in the suspension. Either these ions can enter into an electrostatic interaction with negatively charged silica fume particles [10] with the formation of a floc structure, or else the silica fume, in the form of highly reactive, extremely fine, amorphous silica, reacts very rapidly with the alkalis dissolved from the cement [11]. This produces a relatively dense low-molecular colloidal substance resembling waterglass with suspended silica fume flocs. Due to its great surface area this substance attracts water molecules and adsorbs them. In this way the silica fume slurry acquires a higher cohesive ability and becomes considerably

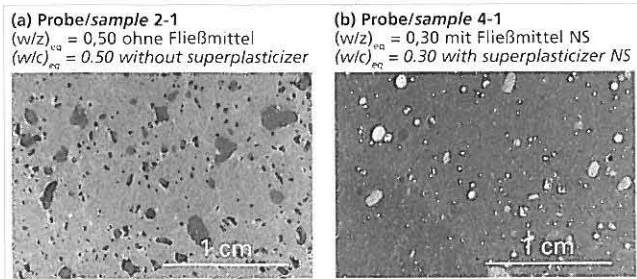


Bild 10: Lichtmikroskopische Aufnahmen von Anschliffen des Zementsteins bei Silicastaubzugabe als Suspension in der Reihenfolge Zement + Silicastaub-Suspension + Wasser bei unterschiedlichem äquiv. Wasserzementwert im Mörtelmischer bei einer Mischdauer von 4 min

Figure 10: Light-optical microscope photomicrographs of polished sections of the hardened binder paste for silica fume added as a slurry in the sequence cement + silica fume slurry + water with different equiv. water cement ratios with a mixing time of 4 min in the mortar mixer

beim Mischen mit der Silicastaub-Suspension zur Bildung von Zement-Silicastaub-Agglomeraten (Probe 1-4).

3.2 Ergebnisse bei Verwendung des hochtourigen Mixers

Bei der Verwendung des Mörtelmixers konnte weder eine ausreichende Dispergierung noch die notwendige homogene Verteilung des Silicastaubs im Zementleim zufriedenstellend erzielt werden. Die in Abschnitt 3.1 beschriebenen Untersuchungen führten zu der Erkenntnis, dass eine weitere Energiezufuhr bei der Leimherstellung notwendig ist, um günstige Verteilungsergebnisse zu erzielen. Für weitere Versuche kam deshalb zusätzlich ein hochtouriger Mischer zum Einsatz. Dabei wurde der Zement-Silicastaub-Leim zuerst 120 s mit dem hochtourigen Mischer bei einer Rotation von 750 min^{-1} vorgemischt, bevor nach einer Mischpause von 60 s der Zement-Silicastaub-Leim weitere 60 s bei einer Rotation von 1500 min^{-1} fertiggemischt wurde. Die Ergebnisse der Untersuchungen sind analog zu Bild 5 in Bild 11 dargestellt.

Mit dem sehr viel intensiver mischenden hochtourigen Mischer ließen sich Feinstoff-Agglomerate weitgehend vermeiden, wenn der Silicastaub als Suspension in folgender Reihenfolge zugegeben wurde:

- Silicastaub-Suspension + Wasser + Zement (Probe 1-3T; Bild 11 b)
- Zement + Wasser + Silicastaub-Suspension + Wasser (Probe 1-4T; Bild 11 c)

Dagegen verblieben Silicastaubagglomerate im Zement-Silicastaub-Leim bei einem äquiv. Wasserzementwert von 0,40 und der Zugabereihenfolge Zement + Silicastaub-Suspension + Wasser (Probe 1-1T; Bild 11 a) sowie bei einem äquiv. Wasserzementwert von 0,30 mit Fließmittel (Probe 3-1T; ohne Bild und Probe 4-1T; Bild 11 d). Allerdings wiesen diese Proben, die mit dem niedrigeren äquiv. Wasserzementwert von $w/b = 0,30$ und unterschiedlichen Fließmitteltarten hergestellt wurden, keine Zementagglomerate mehr auf.

4 Dispergierung des Silicastaubs im Mörtel bei Verwendung des Mörtelmixers

Zur Beurteilung der Dispergierung und der homogenen Verteilung des Silicastaubs im Mörtel wurden Dünnschliffe angefertigt und sowohl mit dem Licht- als auch Rasterelektronenmikroskop untersucht. Im Bild 12 sind ausgewählte Ergebnisse der Untersuchungen an Mörteln bei unterschiedlichen Zugabereihenfolgen und unterschiedlichem äquiv. Wasserzementwert dargestellt.

Die lichtmikroskopischen Aufnahmen nach unterschiedlichen Zugabereihenfolgen (Probe 6-1; Bild 12 a und Probe 6-2; Bild 12 b) weisen deutlich darauf hin, dass der Sand eine ganz entscheidende Rolle bei der Dispergierung von Silicastaub-Suspensionen spielt. Es wurden keine Silicastaubagglomerate im Mörtelgefüge festgestellt. Mit dem Sand ließen sich beim Mischen alle Agglomerate im Zementleim zerstören. Allerdings waren im Gefüge des Mörtels, der in der Zugabereihenfolge Zement + Sand + Si-

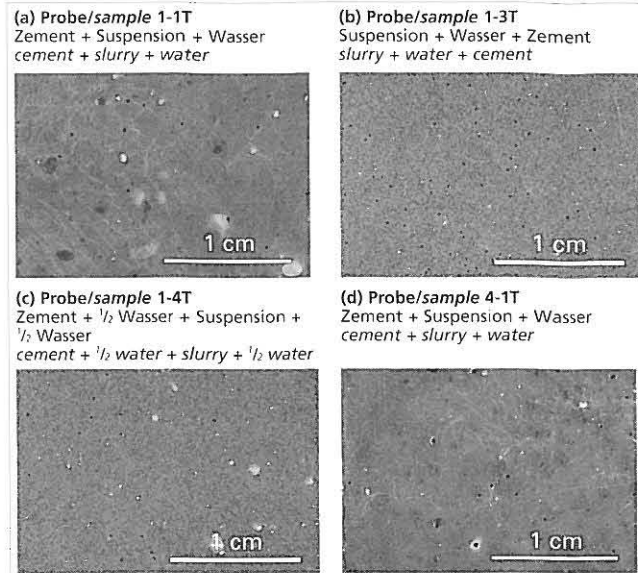


Bild 11: Lichtmikroskopische Aufnahmen von Anschliffen des Zementsteins mit Silicastaub-Suspension bei unterschiedlicher Mischreihenfolge und unterschiedlichem äquiv. Wasserzementmittelwert im hochtourigen Mischer bei einer Mischdauer von 4 min

Figure 11: Light-optical microscope photomicrographs of polished sections of the hardened cement paste with silica fume slurry for different mixing sequences and with different equiv. water cement ratios with a mixing time of 4 min in the high-speed mixer

more difficult to disperse in a "dry" environment, i.e. low water/cement ratio.

When the silica fume slurry was mixed first with water (sequence: silica fume suspension + water + cement; Sample 1-3) the diluted alkali silicate solution produced after contact with the cement permitted better dispersion of the silica fume particles. However, the water molecules were partially retained in the silica fume, so this mixing procedure caused irregular distribution of the water due to the lower water/cement ratio, which led to the formation of cement agglomerates.

Uniform dispersion both of the silica fume and of the cement was only achieved when the silica fume slurry was added to the mixer in the sequence cement + water + silica fume slurry (Sample 1-2). This means that a cement suspension was produced first and this was then mixed with the silica fume slurry. In this case not only the silica fume particles but also the cement particles were immediately saturated with water and well dispersed, and the alkali ions from the cement did not penetrate in concentrated form into the silica fume slurry. However, inadequate water content in the cement-water mix (no-slump conditions) led to the formation of cement-silica-fume agglomerates (Sample 1-4) during mixing with the silica fume slurry.

3.2 Results when using the high-speed mixer

Neither adequate dispersion nor the necessary homogeneous distribution of the silica fume in the cement paste could be satisfactorily achieved when using the mortar mixer. The investigations described in Section 3.1 led to the realization that a further input of energy during production of the paste is necessary to achieve favourable distribution results. A high-speed mixer was therefore brought into use for further trials. The cement-silica-fume slurry was first premixed for 120 s with the high-speed mixer at a speed of 750 rpm and then, after a pause in the mixing of 60 s, the cement-silica-fume paste was finally mixed for a further 60 s at a speed of 1500 rpm . The results of the investigations are shown in Figure 11 in the same way as in Figure 5.

With the high-speed mixer with its very much more intensive mixing it was largely possible to avoid agglomerates of fines when the silica fume was mixed as a slurry in the following sequences:

- silica fume slurry + water + cement (Sample 1-3T; Figure 11b)

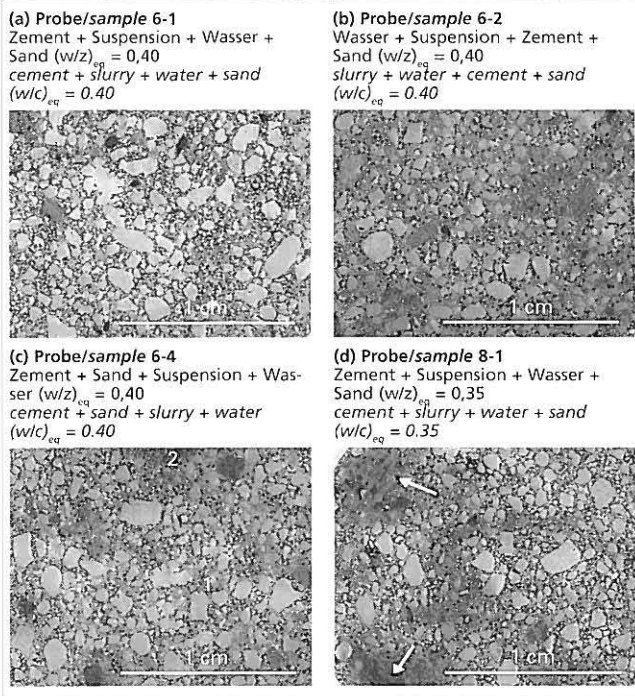


Bild 12: Lichtmikroskopische Aufnahmen von Dünnschliffen von Mörteln bei Silicastaubzugabe als Suspension in unterschiedlicher Reihenfolge und bei unterschiedlichem äquiv. Wasserzementwert hergestellt im Mörtelmischer bei einer Mischdauer von 4 min
Figure 12: Light-optical microscope photomicrographs of thin sections of mortar with silica fume added as a slurry in different sequences and with different equiv. water cement ratios produced with a mixing time of 4 min in the mortar mixer

licastaub-Suspension + Wasser hergestellt wurde (Probe 6-4; Bild 12 c), dunklere Bereiche deutlich zu erkennen. Mikroanalytische Untersuchungen haben gezeigt, dass bei dieser Zugabereihenfolge eine nicht ausreichend homogene Verteilung des Silicastaubs möglich ist. Das ist in EDX-Diagrammen (Bild 13) zu erkennen, die an den beiden mit Ziffern in Bild 12 c gekennzeichneten Bereichen dieses Mörtels aufgenommen wurden.

Die Zugabereihenfolge hat keinen Einfluss auf die Festigkeit des Mörtels.

Bei der Erhöhung des äquiv. Wasserzementwerts von 0,40 auf 0,50 war eine gute Dispergierung des Silicastaubs bei der Zugabereihenfolge Zement + Silicastaub-Suspension + Wasser + Sand (Probe 7-1) erreichbar, während bei dem niedrigen äquiv. Wasserzementwert von 0,35 keine ausreichende Dispergierung des Silicastaubs im Mörtel zu erzielen war (Bild 12 d). Das bestätigen auch rasterelektronenmikroskopische und mikroanalytische Untersuchungen der Probe 8-1 an den beiden in Bild 12 d mit Pfeilen gekennzeichneten Bereichen, die in Bild 14 gezeigt sind.

5 Zusammenfassung

Beim Einsatz von Silicastaub als Betonzusatzstoff können im Zuge der Betonherstellung Probleme durch eine ungleichmäßige Verteilung der Silicastaubpartikel in der Matrix entstehen. Anhand von Untersuchungen zur Gefügeentwicklung im Zementstein wurden Fragen der Dispergierbarkeit von Silicastaub-Suspension geklärt. Bei der Herstellung von Zementleim und von Mörtel im Labor wurden wesentliche Einflussparameter ermittelt, die zu einer günstigen Dispergierung und Verteilung des Silicastaubs führen. Einflüsse gehen vor allem von der Zugabereihenfolge der Mischungskomponenten, dem äquiv. Wasserzementwert, dem Einsatz von Fließmitteln sowie der Mischintensität aus. Bei den Versuchen haben sich folgende grundlegende Zusammenhänge ergeben:

- Selbst gut dispergierte Silicastaubpartikel in der Suspension neigen beim Mischen mit Zement und Wasser zum Agglomerieren. Daher wiesen die meisten mit einem Mörtelmischer hergestellten Zement-Silicastaub-Leimproben Silicastaub-Agglomerate auf.

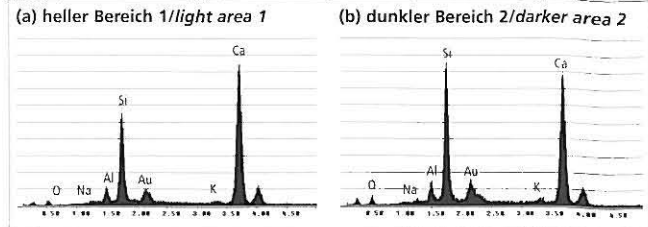


Bild 13: Mikroanalytische Untersuchungen der mit den Ziffern 1 und 2 in dem Bild 12 gekennzeichneten Bereiche des Mörtelgefüges (Probe 6-4, Dünnschliff)
Figure 13: Microanalytical investigations of the areas of the mortar microstructure indicated by the numbers 1 and 2 in Figure 12 (Sample 6-4, thin section)

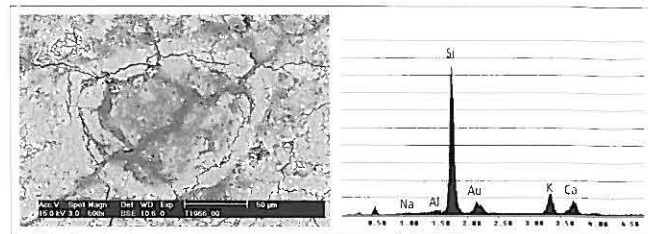


Bild 14: Rasterelektronenmikroskopische Aufnahme und EDX-Diagramm der Alkalisilikat-Gel-Bildungen in den mit den Pfeilen in dem Bild 12 gekennzeichneten Bereichen des Mörtelgefüges (Probe 8-1, Dünnschliff)
Figure 14: Scanning electron microscope photomicrographs and EDX diagrams of the alkali silicate gel formations in the areas of the mortar microstructure indicated by the arrows in Figure 12 (Sample 8-1, thin section)

- cement + water + silica fume suspension + water (Sample 1-4T; Figure 11c)

On the other hand, silica fume agglomerates remained in the cement-silica-fume paste at an equivalent water/cement ratio of 0.40 and the mixing sequence cement + silica fume suspension + water (Sample 1-1T; Figure 11a) as well as with an equivalent water/cement ratio of 0.30 with plasticizer (Sample 3-1T; no diagram, and Sample 4-1T; Figure 11d). However, these samples, which were produced with the low equivalent water/cement ratio of $w/b = 0.30$ and different types of plasticizer, no longer contained any cement agglomerates.

4 Dispersion of the silica fume in mortar using the mortar mixer

Thin sections were prepared and examined with the light-optical microscope and scanning electron microscope to assess the dispersion and homogeneous distribution of silica fume in mortar. Selected results of the investigations on mortars with different mixing sequences and different equivalent water/cement ratios are shown in Figure 12.

The light-optical microscope photomicrographs taken after different mixing sequences (Sample 6-1, Figure 12a and Sample 6-2, Figure 12b) showed clearly that the sand plays a very decisive role in the dispersion of the silica fume slurry. No silica fume agglomerates were found in the mortar microstructure. All the agglomerates in the cement paste were broken down by the sand during mixing. However, darker regions are clearly visible in the microstructure of the mortar that had been produced with the mixing sequence cement + sand + silica fume slurry + water (Sample 6-4, Figure 12c). Microanalytical investigations have shown that an inadequately homogeneous distribution of the silica fume can occur with this mixing sequence. This can be seen in the EDX diagrams (Figure 13) which were taken at the two areas of this mortar marked by numbers in Figure 12c.

The mixing sequence has no influence on the strength of the mortar.

Good dispersion of the silica fume was achieved with the mixing sequence cement + silica fume slurry + water + sand (Sample 7-1) when the equivalent water/cement ratio was increased from 0.40 to

- Der Dispergierungsgrad und die homogene Verteilung des Silicastaubs im Zement-Silicastaub-Leim hängen wesentlich von der Zugabereihenfolge ab.
- Bei gleicher Mischintensität im Mörtelmischer können allein durch die Reihenfolge entweder Silicastaub-Agglomerate, Zementagglomerate oder Zement-Silicastaub-Agglomerate entstehen; es können aber auch eine weitgehende Dispergierung und homogene Verteilung erzielt werden. Die jeweils erreichten Zustände entscheiden nicht nur über die Festigkeit und die Dichtigkeit, sondern auch über die Dauerhaftigkeit des Zementsteins.
- Für eine möglichst vollständige Dispergierung und homogene Verteilung der Feinststoffe ist bei der Zementherstellung in einem Mörtelmischer nur eine Zugabereihenfolge Zement + Wasser + Silicastaub beim Silicastaubzusatz als Suspension zu empfehlen.
- Mit einem sehr intensiv mischenden hochoberflächigen Mischer lassen sich beim Silicastaubzusatz als Suspension die Feinststoff-Agglomerate vermeiden. Dies geschieht trotz hoher Mischintensität nicht bei der Zugabereihenfolge Zement + Silicastaub-Suspension + Wasser.
- Wird die Silicastaub-Suspension dem Zement vor dem Wasser zugegeben, entstehen Alkalisilicat-Gel-Bildungen, die die Festigkeit vermindern. Entsprechende Mischungen sind zu vermeiden.
- Bei der Mörtelherstellung spielt der Sand eine ganz entscheidende Rolle für die Dispergierung der Silicastaub-Suspension. Beim äquiv. Wasserzementwert von 0,40 im Mörtel wurden keine Silicastaub-Agglomerate im Gefüge festgestellt. Allerdings kann eine unregelmäßige Verteilung des Silicastaubs auftreten. Mit äquiv. Wasserzementwerten unter 0,40 nimmt das Risiko der Agglomeration des Silicastaubs zu.
- Um eine Agglomeration und eine ungleichmäßige Verteilung von Silicastaub im Mörtel auszuschließen, sind die Zugabereihenfolgen Zement + Sand + Silicastaub-Suspension + Wasser sowie Zement + Silicastaub-Suspension + Wasser + Sand zu vermeiden. Die Zugabereihenfolge Zement + Wasser + Silicastaub-Suspension + Sand ist zu empfehlen.

Literatur / Literature

- [1] Pettersson, K.: Effects of Silica Fume on Alkali-Silica Expansion in Mortar Specimens. *Cement and Concrete Research* 22 (1992) 1, 15–22
- [2] Lagerblad, B., Utkin, P.: Silica Granulates in Concrete – Dispersion and Durability Aspects. Swedish Cement and Concrete Research Institute, S-100 44, Stockholm, 1993
- [3] Bonen, D., Diamond, S.: Occurrence of Large Silica Fume-Derived Particles in Hydrated Cement Paste. *Cement and Concrete Research* 22 (1992) 6, 1059–1066.
- [4] Shayan, A., Quick, G. W., Lancuckie, C. J.: Reactions of Silica Fume and Alkali in Steam-Cured Concrete. Proceedings of the 16th International Conference on Cement Microscopy, ICMA, Duncannonville (1994), 399–410
- [5] Marusin, S. L., Shortwell, L. B.: Alkali-Silica Reaction in Concrete Caused by Densified Silica Fume Lumps: A Case Study. *Cement, Concrete and Aggregates* 22 (2000) 2, 90–94
- [6] Aitcin, P.-C.: High-Performance Concrete. E & FN Spon, London/New York, 1998
- [7] Virtanen, J.: Effects of Mineral By-Products on the Frost-Resistance of Concrete. Espoo, Helsinki University of Technology, Department of Structural Engineering, Report No. 107, 1990
- [8] Sabir, B.: Mechanical Properties and Frost Resistance of Silica Fume Concrete. *Cement and Concrete Composites* 19 (1997), 285–294
- [9] Pettersson, P.-E.: Scaling Resistance of Concrete – Field Exposure Tests. SP-Rapport 1995:73, Swedish National Testing and Research Institute, 1995
- [10] Mangialardi, T., Paolini, A. E.: Zeta Potential and Workability of Microsilica and Portland Cement Pastes. *il cemento* (1987) 4, 337–350
- [11] Grutzeck, M. W., Atkinson, S., Roy, D. M.: Mechanism of Hydration of Condensed Silica Fume in Calcium Hydroxide Solutions. Proceedings of the CANMET/ACI First International Conference on the Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag and other Mineral By-products in Concrete. Montebello, Canada, July 31 – August 5, Vol. 2, 1983, 643–664

0.50, but it was not possible to achieve adequate dispersion of the silica fume in the mortar at the low equivalent water/cement ratio of 0.35 (Figure 12d). This was also confirmed by scanning electron microscope and microanalytical investigations of Sample 8-1 at the two areas indicated by arrows in Figure 12d, which are shown in Figure 14.

5 Summary

Problems caused by uneven distribution of silica fume particles in the matrix can arise during the production of concrete when silica fume is used as a concrete addition. Questions concerning the dispersibility of silica fume slurry have been clarified with the aid of investigations into the development of the microstructure in hardened cement paste. Important influencing parameters, which lead to favourable dispersion and distribution of the silica fume, were determined during the production of cement paste and mortar in the laboratory. The main influencing factors are the mixing sequence of the mix components, the equivalent water/cement ratio, the use of superplasticizers and the intensity of mixing. The following basic relationships emerged during the trials:

- Even well dispersed silica fume particles in the slurry tend to agglomerate during mixing with cement and water. The majority of cement-silica-fume paste samples produced in a mortar mixer therefore exhibit silica fume agglomerates.
- The degree of dispersion and the homogenous distribution of silica fume in the cement paste depend essentially on the mixing sequence.
- Either silica fume agglomerates, cement agglomerates or cement-silica-fume-agglomerates can be produced with the same mixing intensity in a mortar mixer just by varying the sequence; however, it is also possible to achieve extensive dispersion and homogeneous distribution. The conditions achieved in each case decide not only the strength and the impermeability but also the durability of the hardened cement paste.
- Only one mixing sequence – cement + water + silica fume with the silica fume added as a slurry – can be recommended for the fullest possible dispersion and homogeneous distribution of the ultrafines during production of the cement paste in a mortar mixer.
- The fines agglomerates can be avoided when silica fume is added as a slurry by using a high-speed mixer which provides very intensive mixing. In spite of the high mixing intensity this is not the case with the mixing sequence cement + silica fume slurry + water.
- Alkali silicate gels which reduce the strength are formed if the silica fume slurry is added to the cement before the water. These mixes should be avoided.
- The sand plays a very crucial part in the dispersion of the silica fume slurry during mortar production. No silica fume agglomerates were detected in the microstructure at a equiv. water cement ratio of 0.40 in the mortar, although irregular distribution of the silica fume can occur. The risk of agglomeration of the silica fume increases with equiv. water cement ratios of less than 0.40.
- The mixing sequences cement + sand + silica fume slurry + water and cement + silica fume slurry + water + sand should be avoided in order to exclude agglomeration and uneven distribution of silica fume in the mortar. The recommended mixing sequence is cement + water + silica fume slurry + sand.

Entwicklung neuer NA-Zemente auf Basis von Zementen mit Hüttensand als Hauptbestandteil

Development of new low alkali cements based on cements with granulated blastfurnace slag as main constituent

Übersicht

Die Herstellung von Portlandzementen mit niedrigem wirksamen Alkaligehalt (NA-Zement) ist in einigen Bereichen Deutschlands zum Teil nur unter erheblichem technischen und wirtschaftlich kaum vertretbarem Aufwand möglich.

Um neben den bislang in DIN 1164 genormten hüttensandreichen NA-Zementen auch weitere Zemente mit gleich niedrigem wirksamen Alkaligehalt anbieten zu können, wurden im Forschungsinstitut der Zementindustrie umfangreiche Untersuchungen durchgeführt, um die Palette der NA-Zemente auf Zemente mit Hüttensandgehalten von 21 M.-% bis 49 M.-%, d.h. CEM II/B-S- und CEM III/A-Zemente, auszudehnen. Die Untersuchungen wurden mit einer sehr alkaliempfindlichen Gesteinskörnung aus Norddeutschland durchgeführt, die Opalsandstein und Flint enthält. Es wurden Betone mit 22 unterschiedlichen CEM II/B-S- und 9 unterschiedlichen CEM III/A-Zementen hergestellt, in eine 40 °C Nebelkammer eingelagert und anhand der Dehnung von Balken sowie der Rissbildung an 30-cm-Würfeln beurteilt. Es stellte sich heraus, dass CEM II/B-S-Zemente mit einem maximalen Gesamtalkaligehalt von 0,70 M.-% Na_2O -Äquivalent und CEM III/A-Zemente mit einem Gesamtalkaligehalt von 0,95 M.-% Na_2O -Äquivalent und einem Hüttensandgehalt von 36 M.-% bis 49 M.-% zur Vermeidung einer schädigenden Alkali-Kieselsäure-Reaktion auch mit sehr alkaliempfindlichen Gesteinskörnungen verwendet werden können. Diese Zemente wurden als NA-Zemente in die DIN 1164 aufgenommen.

Abstract

In some parts of Germany the manufacture of Portland cements with low effective alkali content (low-alkali cement) is not really technically or economically justifiable.

Comprehensive investigations were carried out at the Research Institute of the Cement Industry in order to extend the range of low-alkali cements to include cements with blastfurnace slag contents of 21 wt.-% to 49 wt.-%, i.e. CEM II/B-S and CEM III/A cements. This allowed other cements with equally low effective alkali contents to be offered alongside the slag-rich low-alkali cements already standardized in DIN 1164. The investigations were carried out with a very alkali-sensitive aggregate from northern Germany which contained opaline sandstone and flint. Concretes were produced with 22 different CEM II/B-S and 9 different CEM III/A cements. They were stored in a fog chamber at 40 °C and assessed on the basis of the expansion of beams and the cracking in 30 cm cubes. It emerged that CEM II/B-S cements with a maximum total alkali content of 0,70 wt.-% Na_2O -equivalent and CEM III/A cements with a total alkali content of 0,95 wt.-% Na_2O -equivalent and a blastfurnace slag content of 36 wt.-% to 49 wt.-% can be used to avoid harmful alkali-silica reactions even with very alkali-sensitive aggregates. These cements have been accepted as low-alkali cements in DIN 1164.

1 Einleitung

Bei einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) reagieren alkaliempfindliche, kieselsäurehaltige Bestandteile der Gesteinskörnungen mit den Alkalien der Porenlösung im Zementstein. Diese Reaktion läuft in vielen Betonen ohne eine Schädigung ab. Unter bestimmten ungünstigen Voraussetzungen wie z.B. hoher Feuchte und hohem Alkaligehalt führt sie jedoch zu einer Rissbildung im Beton, die die Dauerhaftigkeit von Betonbauwerken vermindern kann. Das Ausmaß und der Ablauf der Reaktion hängen in erster Linie von der Menge, Porosität und Korngröße der alkaliempfindlichen Bestandteile, dem Alkaligehalt in der Porenlösung und dem Feuchteangebot im Beton ab [1, 2, 3, 4].

Maßnahmen zur Vermeidung solcher Schäden sind in der Alkali-Richtlinie [5] des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) in Abhängigkeit verschiedener Faktoren festgelegt. Unter anderem kann danach die Verwendung von Zementen mit niedrigem wirksamen Alkaligehalt (NA-Zemente) notwendig sein. Folgende Zemente waren in der DIN 1164-1:1994-10 als NA-Zemente genormt:

- alle Zemente mit einem Gesamtalkaligehalt $\leq 0,60$ M.-% Na_2O -Äquivalent ($\text{Na}_2\text{O} + 0,658 \text{ K}_2\text{O} = \text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalent),

1 Introduction

In an alkali-silica reaction the alkali-sensitive constituents of aggregates which contain silica react with the alkalis in the pore solution in the hardened cement paste. This reaction takes place in many concretes without causing any damage. However, under certain unfavourable conditions, such as high moisture and high alkali content, it leads to cracking in the concrete which can reduce the durability of concrete structures. The extent and the course of the reaction depend primarily on the quantity, porosity and particle size of the alkali-sensitive constituents, the alkali content of the pore solution and the amount of available moisture in the concrete [1, 2, 3, 4].

Measures for avoiding such damage are laid down in the Alkali Guideline [5] issued by the DAfStb (German Committee for Reinforced Concrete) as a function of various factors. According to this it may, among other things, be necessary to use cements with low effective alkali content (low-alkali cements). The following cements were standardized in DIN 1164-1:1994-10 as low-alkali cements:

- all cements with a total alkali content $\leq 0,60$ wt.-% Na_2O equivalent ($\text{Na}_2\text{O} + 0,658 \text{ K}_2\text{O} = \text{Na}_2\text{O}$ equivalent),

- CEM III/A-Zemente mit einem Hüttensandgehalt ≥ 50 M.-% und einem Gesamtalkaligehalt $\leq 1,10$ M.-% Na_2O -Äquivalent sowie
- CEM III/B-Zemente mit einem Gesamtalkaligehalt $\leq 2,00$ M.-% Na_2O -Äquivalent.

Bedingt durch die in Deutschland vorhandenen Rohstoffe zur Zementherstellung enthalten Portlandzemente mit wenigen Ausnahmen Alkaligehalte, die oberhalb der für NA-Zemente vorgeschriebenen Grenze liegen. Maßnahmen zur Verminderung des Alkaligehalts während der Zementherstellung sind zum Teil nur unter erheblichem technischen und kaum vertretbarem wirtschaftlichen Aufwand möglich. Zudem ist es für eine Reihe von Baumaßnahmen vorteilhaft, neben den hüttensandreichen NA-Zementen auch andere Zemente mit vergleichbar niedrigem wirksamen Alkaligehalt einsetzen zu können. Daher war es erforderlich, weitere NA-Zemente zur Vermeidung einer schädigenden AKR zu finden und auf ihre Wirksamkeit hin zu überprüfen.

Auf Grund der bisherigen Erfahrungen und Untersuchungen mit hüttensandhaltigen Zementen in Deutschland [6] und neueren Versuchsergebnissen [7] war anzunehmen, dass auch Zemente mit Hüttensandgehalten < 50 M.-% und begrenztem Alkaligehalt zur Vermeidung einer schädigenden AKR verwendet werden können. Daher wurde ein umfangreiches Versuchsprogramm mit dem Ziel durchgeführt, die Palette der in DIN 1164-1:1994-10 aufgeführten NA-Zemente um CEM II/B-S- und CEM III/A-Zemente mit Hüttensandgehalten < 50 M.-% zu erweitern.

2 Stand der Technik

Veranlasst durch Schäden in Norddeutschland, die auf die Verwendung des sehr alkaliempfindlichen Kiessandes mit Opalsandstein und Flint aus diesem Gebiet und auf den Einsatz von Zementen mit höheren Alkaligehalten zurückzuführen waren, wurden in Deutschland in den späten sechziger und frühen siebziger Jahren umfangreiche Untersuchungen zur Alkali-Kieselsäure-Reaktion durchgeführt [6], deren Ergebnisse zu der Richtlinie „Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton (Alkali-Richtlinie)“ des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) führten. Die Richtlinie legt Prüfverfahren für die Alkaliempfindlichkeit von Gesteinskörnungen einschließlich deren Einstufung in Empfindlichkeitsklassen fest. Darüber hinaus enthält die Richtlinie betontechnologische Maßnahmen zur Vermeidung einer schädigenden AKR. Hierzu gehören der Austausch der Gesteinskörnung und die Verwendung eines NA-Zements, d.h. eines Zements mit niedrigem wirksamen Alkaligehalt.

Auf Grund der insbesondere in den USA gewonnenen Erfahrung, die belegt, dass auch bei Verwendung alkaliempfindlicher Gesteinskörnungen kein Alkalitreiben mehr auftritt, wenn der Gesamtalkaligehalt des Zements höchstens $0,60$ M.-% Na_2O -Äquivalent beträgt, wurde damals dieser Grenzwert für Portlandzemente mit niedrigem wirksamen Alkaligehalt festgelegt. Untersuchungen in Deutschland und die über fast drei Jahrzehnte gesammelte Erfahrung bestätigten diesen Wert.

Für hüttensandhaltige Zemente wurde wegen der glasigen Struktur und der langsameren Reaktion des Hüttensands angenommen, dass nicht die gesamten Alkalien des Hüttensands wirksam werden. Untersuchungen an Feinbetonprismen, die 600 kg/m^3 Zement und Duranglas als alkaliempfindlichen Zuschlag enthielten und bei 40°C in feuchter Umgebung gelagert wurden, unterstützten diese Vermutung. Die Dehnungen der Prismen fielen bei höheren Hüttensandgehalten geringer aus. Außerdem bestand zwischen dem Endwert der Dehnungen und dem nach einem Vorschlag von Smolczyk [8] berechneten wirksamen Alkaligehalt ein linearer Zusammenhang. Der wirksame Alkaligehalt wurde dabei durch Multiplikation des Gesamtalkaligehalts mit einem vom Hüttensandgehalt abhängigen Faktor nach folgender Formel berechnet:

$$A_w = A_{\text{ges}} \cdot [1 - (S/S_0)^n]$$

- mit A_w wirksamer Alkaligehalt in M.-% Na_2O -Äquivalent
 A_{ges} Gesamtalkaligehalt in M.-% Na_2O -Äquivalent
 S Hüttensandgehalt in M.-%
 $S_0; n$ Konstanten

- CEM III/A cements with a blastfurnace slag content ≥ 50 wt.-% and a total alkali content $\leq 1,10$ wt.-% Na_2O equivalent, and
- CEM III/B cements with a total alkali content $\leq 2,00$ wt.-% Na_2O equivalent.

With a few exceptions the Portland cements in Germany have alkali contents above the limit specified for low-alkali cements because of the raw materials available for cement manufacture. Procedures for lowering the alkali content during cement manufacture are sometimes possible only with substantial technical input and an economic expenditure that is hard to justify. For a number of construction projects it is also advantageous to be able to use not only the slag-rich low-alkali cements but also other cements with comparably low effective alkali contents. It was therefore necessary to discover other low-alkali cements that avoid the harmful alkali-silica reaction and to check their effectiveness.

Based on previous experience and investigations with cements containing blastfurnace slag in Germany [6] as well as on recent test results [7] it could be assumed that cements with slag contents < 50 wt.-% and limited alkali content could also be used for avoiding a harmful alkali-silica reaction. An extensive test programme was therefore carried out with the aim of widening the range of low-alkali cements listed in DIN 1164-1:1994-10 to include CEM II/B-S and CEM III/A cements with slag contents < 50 wt.-%.

2 Current state of the art

Extensive investigations into the alkali-silica reaction were carried out in Germany in the late sixties and early seventies [6] in response to damage in northern Germany which was attributed to the use of the very alkali-sensitive gravelly sand containing opaline sandstone and flint from this area and the use of cements with fairly high alkali contents. The results of these investigations led to the guideline "Preventive measures against harmful alkali reaction in concrete (Alkali Guideline)" issued by the DAfStb. The guideline lays down test methods for the alkali sensitivity of aggregates, including their classification into sensitivity classes. The guideline also contains concrete technology measures for avoiding a harmful alkali-silica reaction. These include replacement of the aggregate and the use of a low-alkali cement, i.e. a cement with low effective alkali content.

Experience, especially that gained in the USA, showed that no alkali expansion occurs if the total alkali content of the cement does not exceed $0,60$ wt.-% Na_2O equivalent, even when using alkali-sensitive aggregates. This limit was then specified for Portland cements with low effective alkali content. Investigations in Germany and the experience gathered over almost three decades have confirmed this value.

For cements containing blastfurnace slag it was assumed that, because of the glassy structure and the slower reaction of the blastfurnace slag, not all the alkalis in the blastfurnace slag become effective. Investigations carried out on fine concrete prisms, which contained 600 kg/m^3 cement and Duran glass as an alkali-sensitive aggregate and were stored in a moist environment at 40°C , supported this supposition. The expansions of the prisms turned out to be lower with higher blastfurnace slag contents. There was also a linear relationship between the final value of the expansions and the effective alkali content calculated in accordance with a proposal by Smolczyk [8]. The effective alkali content was calculated by multiplying the total alkali content by a factor which depended on the blastfurnace slag content in accordance with the following formula:

$$A_w = A_{\text{total}} \cdot [1 - (S/S_0)^n]$$

- where A_w = effective alkali content in wt.-% Na_2O equivalent
 A_{total} = total alkali content in wt.-% Na_2O equivalent
 S = blastfurnace slag content in wt.-%
 $S_0; n$ = constants

Because of the above-mentioned linear relationship the formula can be used to calculate the total alkali content (which rises with the blastfurnace slag content) of a cement that contains blastfurnace slag and has an effective alkali content of $0,60$ wt.-% Na_2O and therefore behaves like a Portland cement with a total alkali

Mit der Formel ließ sich auf Grund der genannten linearen Abhängigkeit der mit dem Hüttensandgehalt ansteigende Gesamtalkaligehalt eines hüttensandhaltigen Zements berechnen, dessen wirksamer Alkaligehalt 0,60 M.-% Na_2O -Äquivalent beträgt und der sich demnach wie ein Portlandzement mit einem Gesamtalkaligehalt von 0,60 M.-% Na_2O -Äquivalent verhält. Dieser Zusammenhang ist in Bild 1 wiedergegeben, das den Gesamtalkaligehalt eines hüttensandhaltigen Zements in Abhängigkeit vom Hüttensandgehalt aufzeigt.

Für verschiedene in Deutschland durchgeführte Versuchsreihen ergaben sich geringfügig unterschiedliche Werte für S_0 und n . In Bild 1 ist daher der Bereich farblich gekennzeichnet, in dem alle Kurven verlaufen, die sich aus diesen unterschiedlichen Werten für S_0 und n ergeben hatten. Unterhalb des Bereichs wird die Bedingung für einen niedrigen wirksamen Alkaligehalt im Zement erfüllt, oberhalb nicht. In Bild 1 sind ebenfalls die Grenzen für NA-Zemente nach DIN 1164-1:1994-10 (vgl. Abschnitt 1) als durchgezogene Linie eingetragen. Bis heute sind bei Einsatz dieser NA-Zemente, auch wenn sehr alkaliempfindliche Gesteinskörnungen verwendet wurden, keine Schäden in der Praxis aufgetreten.

International wurde die Regelung für NA-Zemente mit höheren Hüttensandgehalten in zahlreichen Vorschriften – teilweise leicht abgewandelt – übernommen [9, 10]. Jedoch konnten bis heute die Wechselwirkungen, die die schädigende AKR vermeiden, nicht ausreichend geklärt werden. In aktuellen Untersuchungen im Forschungsinstitut [11] wird die Alkalifreisetzung und -bindung während der Hydratation der Zemente bis zu einem Alter von einem Jahr bilanzmäßig verfolgt. Die bisherigen Ergebnisse zeigen, dass Hüttensande i.d.R. den Alkaligehalt der Porenlösung proportional zum Hüttensandgehalt vermindern, bei hohen Alkaligehalten im Hüttensand jedoch geringfügig den Alkaligehalt in der Porenlösung erhöhen. Frühere Untersuchungen von Bakker [12] und anderen [13] belegen, dass neben einer verminderten Alkalikonzentration in der Porenlösung auch die Ionendiffusion bei hüttensandhaltigen Zementen deutlich kleiner ist als bei Portlandzementen. Als Ursache dafür wird neben einem dichteren Zementstein auch die Bildung von undurchlässigen Membranen in den Porenräumen des Zementsteins, die die Diffusion der Alkali-Ionen behindern, genannt.

3 Ziel und Umfang der Untersuchungen

Mit den Untersuchungen sollte die Palette der NA-Zemente nach DIN 1164 um CEM II/B-S-Zemente und CEM III/A-Zemente mit Hüttensandgehalten < 50 M.-% erweitert werden. Es sollte deshalb ermittelt werden, bei welchem Gesamtalkaligehalt dieser Zemente trotz Verwendung von alkaliempfindlichen Gesteinskörnungen eine schädigende AKR nicht mehr auftritt. In die Untersuchungen wurde eine für Deutschland repräsentative Auswahl von 22 CEM II/B-S-Zementen und 9 CEM III/A-Zementen mit bis zu 50 M.-% Hüttensand einbezogen.

Im Gegensatz zu den früheren Untersuchungen von Locher und Sprung mit Duranglas als alkaliempfindlichem Zuschlag [3, 6] wurden die Zemente an Betonen mit alkaliempfindlichem Kiessand mit Größtkorn 16 mm überprüft, die in einer 40 °C-Nebelkammer gelagert wurden. Die Dehnung und die Änderung des dynamischen E-Moduls von Balken sowie die Rissbildung an Würfeln dienten als Kriterien. Zum Vergleich wurden Betone mit Portlandzementen hergestellt, die einen besonders hohen bzw. niedrigen (NA-Zement) Gesamtalkaligehalt aufwiesen.

4 Versuchsdurchführung

4.1 Ausgangsstoffe

4.1.1 Zemente

Für die Vorversuche (siehe 4.2) wurden ein CEM I-Zement (Z-I-01) mit hohem Gesamtalkaligehalt, ein CEM I-NA-Zement (Z-I-02) und ein CEM II/B-S-Zement (Z-II-01) verwandt (siehe Tafel 1). Mit weiteren 4 CEM I-Zementen (Z-I-03 bis Z-I-06) und 2 Hüttensanden (S-01 und S-02) wurden im Labor 3 CEM II/B-S-Zemente (Z-II-20 bis Z-II-22) sowie 5 CEM III/A-Zemente (Z-III-05 bis Z-III-09) für die Hauptversuche gemischt. Die übrigen 23 hüttensandhaltigen Zemente wurden von Zementwerken aus verschiedenen Regionen Deutschlands geliefert (Z-II-01 bis Z-II-19 und Z-III-01 bis Z-III-04).

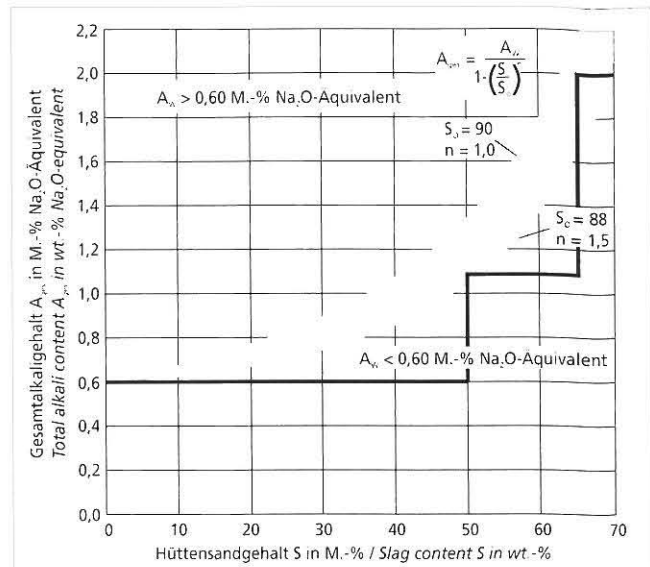


Bild 1: Grenzwerte für den Hüttensandgehalt und für den Gesamtalkaligehalt von Hochofenzementen mit niedrigem wirksamen Alkaligehalt

Figure 1: Limits for the slag content and the total alkali content of blastfurnace slag cements with low effective alkali content

li content of 0,60 wt.-% Na_2O equivalent. This relationship is reproduced in Figure 1 which shows the total alkali content of a cement which contains blastfurnace slag as a function of the blastfurnace slag content.

Various test series carried out in Germany resulted in slightly different values for S_0 and n . The region that contains all the curves which have been obtained from these different values for S_0 and n is therefore shown in colour in Figure 1. The requirement for a low effective alkali content in the cement is fulfilled below this region, but not above it. The limits for low-alkali cements as defined in DIN 1164-1:1994-10 (cf. Section 1) are also shown in Figure 1 as solid lines. So far no damage has occurred in practice when these low-alkali cements have been used, even with very alkali-sensitive aggregates.

The regulation for low-alkali cements containing high levels of blastfurnace slag has been adopted internationally in numerous specifications – in some cases with slight changes [9, 10]. Until now, however, the interactions which avoid the harmful alkali-silica reaction have not been adequately clarified. In current investigations at the Research Institute [11] balances are being used to follow the release and combination of alkalis during the hydration of the cements up to the age of one year. The results so far show that, as a rule, blastfurnace slags reduce the alkali content of the pore solution in proportion to the blastfurnace slag content, but with high alkali contents in the blastfurnace slag the alkali content in the pore solution is slightly increased. Earlier investigations by Bakker [12] and others [13] showed that in addition to a reduced alkali concentration in the pore solution the ion diffusion is also significantly lower in cements which contain blastfurnace slag than in Portland cements. The reason given for this is not only a denser hardened cement paste but also the formation of impermeable membranes in the pore voids of the hardened cement paste which impede the diffusion of the alkali ions.

3 Aim and extent of the investigations

The investigations were intended to extend the range of low-alkali cements defined in DIN 1164 to include CEM II/B-S cements and CEM III/A cements with blastfurnace slag contents < 50 wt.-%. The intention was therefore to determine the total alkali content of these cements at which a harmful alkali-silica reaction no longer occurred in spite of the use of alkali-sensitive aggregates. A selection of 22 CEM II/B-S cements and 9 CEM III/A cements containing up to 50 wt.-% blastfurnace slag which were representative of the situation in Germany were used in the investigations.

Einige chemische und physikalische Eigenschaften der großtechnisch hergestellten Zemente sowie der eingesetzten Hauptbestandteile wurden nach DIN EN 196 bestimmt. Der Hüttensandanteil der im Zementwerk hergestellten Zemente wurde entweder nach ENV 196-4 nachgewiesen oder nach [14] berechnet. Ebenso wurden die Alkaligehalte, die spezifische Oberfläche und die Dichte der labortechnisch gemischten hüttensandhaltigen Zemente über eine Mischungsrechnung aus den Daten der Ausgangsstoffe berechnet. Alle Ergebnisse sind in Tafel 1 zusammengestellt.

Bei einer Berechnung der Gesamtalkaligehalte der großtechnisch hergestellten Zemente aus den Werten der zugehörigen Hauptbestandteile fällt auf, dass die berechneten Werte für den Zement nicht in jedem Fall mit den angegebenen, chemisch bestimmten Werten übereinstimmen. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Proben der Hauptbestandteile nicht unmittelbar den jeweiligen Zementen zuzuordnen waren.

4.1.2 Gesteinskörnung

In allen Versuchen wurden bezogen auf die gesamte Gesteinskörnung in der Korngruppe 2/8 mm 15 Vol.-% eines norddeutschen Kiessandes mit Opalsandstein und Flint eingesetzt. Dieser Anteil von 15 Vol.-% führt nach [15] unter auch sonst ungünstigen Bedingungen zu den größten Schädigungen. Für die übrigen 85 Vol.-% wurde alkaliunempfindlicher Rheinkiessand aus der Umgebung von Düsseldorf mit einem Größtkorn von 16 mm verwendet. Die Sieblinie lag bei allen Versuchen in der Mitte des Bereichs B/C 16 nach DIN 1045.

4.2 Betonzusammensetzung

Die Untersuchungen wurden mit einem Zementgehalt von 500 kg/m³ durchgeführt. Mit diesem hohen Zementgehalt wird nahezu der gesamte Bereich des Betonbaus abgedeckt, sodass Grenzwerte für Gesamtalkaligehalte in Verbindung mit unterschiedlichen Hüttensandgehalten, die aus solchen Untersuchungen abgeleitet werden, allgemeingültig für die Betonbauweise gelten.

Bei einigen Untersuchungen u.a. in [16] hat sich gezeigt, dass bei Verwendung des sehr reaktiven Kiessandes mit Opalsandstein und Flint aus Norddeutschland und einem w/z-Wert von 0,55 größere Dehnungen an Balken und stärkere Rissbildungen an 30-cm-Würfeln auftraten als bei einem w/z-Wert von 0,45, wenn kein NA-Zement verwendet wurde. Um sicher zu gehen, dass auch bei diesen Untersuchungen der w/z-Wert von 0,55 zu größeren Schädigungen als der w/z-Wert von 0,45 führte, wurden Vorversuche mit beiden w/z-Werten durchgeführt.

4.3 Herstellung und Lagerung

Gesteinskörnung und Zement wurden mit dem Anmachwasser zwei Minuten intensiv in einem Tellermischer gemischt. Die Frischbetontemperatur nach dem Mischen betrug rd. 20 °C.

Die Probekörper für die Festbetonprüfungen wurden in Stahlformen hergestellt. Der Beton wurde auf Grund der fließfähigen Konsistenz i.d.R. durch Stochern, in Ausnahmefällen durch kurzes Rütteln auf einem Rütteltisch verdichtet. Zur Prüfung der Betondruckfestigkeit wurden 15-cm-Würfel und zur Erfassung einer ggf. schädigenden AKR zwei Balken 10 cm x 10 cm x 50 cm und ein 30-cm-Würfel hergestellt.

Nach der Herstellung wurden die Probekörper (24 ± 1) Stunde im Klimaraum bei 20 °C und 65 % relativer Luftfeuchte, abgedeckt mit feuchten Tüchern, in ihren Formen gelagert und anschließend entschalt. Die 10 cm x 10 cm x 50 cm-Balken erhielten an zwei gegenüberliegenden Seitenflächen Messmarken für die Messung der Längenänderung. Danach wurden die Balken zusammen mit dem zugehörigen 30-cm-Würfel in einer 40 °C-Nebelkammer und die 15-cm-Würfel gemäß DIN 1048-5 gelagert.

4.4 Prüfungen

4.4.1 Standardprüfungen

Zehn Minuten nach dem Mischen wurde das Ausbreitmaß a_{10} bestimmt. Gleichzeitig wurde der Luftgehalt und die Rohdichte des Frischbetons ermittelt. Alle Frischbetonprüfungen wurden nach DIN 1048-1 durchgeführt. Die Betondruckfestigkeit und die

In contrast to the earlier investigations by Locher and Sprung with Duran glass as the alkali-sensitive aggregate [3, 6] the cements were tested in concretes with alkali-sensitive gravelly sand with a maximum aggregate size of 16 mm which were stored in a 40 °C fog chamber. The assessment criteria used were the expansion and the change of dynamic modulus of elasticity of the beams as well as the occurrence of cracking in the cubes. For comparison, concretes were also produced with Portland cements with particularly high and low (low-alkali cement) total alkali contents.

4 Test procedure

4.1 Starting materials

4.1.1 Cements

A CEM I cement (Z-I-01) with high total alkali content, a CEM I low-alkali cement (Z-I-02) and a CEM II/B-S cement (Z-II-01) were used (see Table 1) for the preliminary trials (see 4.2). Three CEM II/B-S cements (Z-II-20 to Z-II-22) and five CEM III/A cements (Z-III-05 to Z-III-09) were mixed in the laboratory with a further four CEM I cements (Z-I-03 to Z-I-06) and two blastfurnace slags (S-01 and S-02) for the main trials. The other 23 cements containing blastfurnace slag were supplied by cement plants from different regions of Germany (Z-II-01 to Z-II-19 and Z-III-01 to Z-III-04).

Some chemical and physical properties of the cements produced industrially and of the main constituents used were determined in accordance with DIN EN 196. The blastfurnace slag fractions of the cements produced in cement plants were either confirmed by testing in accordance with ENV 196-4 or calculated as described in [14]. The alkali contents, the specific surface areas and the densities of the cements containing blastfurnace slag which had been mixed in the laboratory were also calculated from the data for the starting materials using a mix calculation. All the results are listed in Table 1.

When the total alkali contents of the cements produced industrially were calculated from the values of the relevant main constituents it was noticeable that the calculated values for the cement did not in every case agree with the specified, chemically determined, values. This is attributable to the fact that the samples of the main constituents were not associated directly with the respective cements.

4.1.2 Aggregate

15 vol.%, relative to the total aggregate, of a gravelly sand from northern Germany containing opaline sandstone and flint in the 2/8 mm size range were used in all trials. According to [15] this proportion of 15 vol.% leads to the greatest damage under conditions that are otherwise also unfavourable. Gravelly Rhine sand with a maximum size of 16 mm that was not sensitive to alkalis and was obtained in the Düsseldorf area was used for the remaining 85 vol.%. In all trials the grading curve lay in the middle of the B/C 16 range as defined in DIN 1045.

4.2 Concrete composition

The investigations were carried out with a cement content of 500 kg/m³. This high cement content covers virtually the entire range of concrete construction so that any limits for the total alkali content in conjunction with different levels of blastfurnace slag which are derived from these investigations would be universally valid for concrete construction.

In some investigations, including those in [16], it had been found that when using the very reactive gravelly sand containing opaline sandstone and flint from northern Germany greater expansion in beams and more severe cracking in 30 cm cubes occurred with a water/cement ratio of 0.55 than with a water/cement ratio of 0.45 when low-alkali cement was not used. Preliminary tests were therefore carried out with the two water/cement ratios to make sure that the water/cement ratio of 0.55 would also lead to greater damage than the water/cement ratio of 0.45 in these investigations.

4.3 Production and storage

The aggregate and cement were mixed intensively with the mixing

Tafel 1: Chemische Zusammensetzung und physikalische Daten der Zemente und Ausgangsstoffe sowie das Verhalten der Betone (w/z = 0,55) mit den jeweiligen Zementen

Table 1: Chemical composition and physical data of cements and main constituents as well as the characteristics of the concretes (w/c = 0.55) made with these cements

Bezeichnung für Zement / Hüttensand <i>Designation of cement / slag</i>	Zementart <i>Cement type</i>	Zement und dessen Haupt- bestandteile <i>Cement and the main constituents</i>	Alkaligehalt <i>Alkali content</i>			Hüttensand- gehalt <i>Slag content</i>	spez. Ober- fläche <i>spec. surface</i>	Druckfestigkeit <i>Compressive strength</i>		Dehnung ¹⁾ <i>Expansion¹⁾</i>	Rissweite ²⁾ <i>Crack width²⁾</i>
			K ₂ O	Na ₂ O	Na ₂ O- Äquivalent Na ₂ O- equivalent			2 d	28 d	nach 9 Monaten in der 40 °C-Nebekammer after 9 month in the 40 °C-fog chamber	
Nr./No.	—	—	M.-%/wt.-%			M.-%/wt.-%	cm ² /g	N/mm ²		mm/m	w ≥ 0,2 mm
Portlandzemente / <i>Portland cements</i>											
Z-I-01	CEM I 32,5 R	Zement	1,67	0,17	1,27	—	2990	32,2	48,6	0,889	X
Z-I-02	CEM I 32,5 R-NA	Zement	0,55	0,19	0,55	—	2910	17,4	44,5	0,291	O
Z-I-03	CEM I 42,5 R	Zement	1,50	0,23	1,22	—	4220	39,6	55,5	—	—
Z-I-04	CEM I 42,5 R	Zement	1,45	0,16	1,11	—	3230	24,1	54,3	—	—
Z-I-05	CEM I 32,5 R	Zement	0,93	0,12	0,73	—	2790	19,0	45,9	—	—
Z-I-06	CEM I 42,5 R	Zement	1,52	0,14	1,14	—	4150	32,0	56,0	—	—
Hüttensand / <i>Slag</i>											
S-01	Hüttensand	—	0,58	0,39	0,77	—	3740	—	—	—	—
S-02	Slag	—	1,18	0,39	1,17	—	4280	—	—	—	—
Portlandhüttenzemente / <i>Portland slag cements</i>											
Z-II-01	CEM II/B-S 32,5 R	Zement	1,10	0,34	1,06	21	3630	21,2	49,2	0,923	X
		Klinker	0,80	0,32	0,85	—	—	—	—	—	—
		HÜS ³⁾	1,10	0,40	1,12	—	—	—	—	—	—
Z-II-02	CEM II/B-S 32,5 R	Zement	1,31	0,24	1,10	26	3100	23,8	51,5	1,742	X
		Klinker	1,53	0,22	1,23	—	—	—	—	—	—
		HÜS ³⁾	0,44	0,30	0,59	—	—	—	—	—	—
Z-II-03	CEM II/B-S 32,5 R	Zement	0,94	0,32	0,94	28	3430	21,3	47,4	0,508	X
		Klinker	0,98	0,32	0,96	—	—	—	—	—	—
		HÜS ³⁾	1,11	0,41	1,14	—	—	—	—	—	—
Z-II-04	CEM II/B-S 32,5 R	Zement	1,21	0,23	1,03	35	2850	17,3	48,1	0,403	O
		Klinker	1,45	0,20	1,15	—	—	—	—	—	—
		HÜS ³⁾	0,37	0,29	0,53	—	—	—	—	—	—
Z-II-05	CEM II/B-S 32,5 R	Zement	0,81	0,26	0,79	26	3130	17,4	44,2	0,495	X
		Klinker	1,09	0,26	0,98	—	—	—	—	—	—
		HÜS ³⁾	0,37	0,28	0,52	—	—	—	—	—	—
Z-II-06	CEM II/B-S 32,5 R	Zement	0,93	0,26	0,87	30	3375	19,2	48,6	0,484	O
		CEM I 32,5 R	1,05	0,20	0,89	—	—	—	—	—	—
		HÜS ³⁾	0,74	0,45	0,94	—	—	—	—	—	—
Z-II-07	CEM II/B-S 42,5 R	Zement	0,95	0,26	0,89	31	4010	27,5	56,4	0,383	O
		CEM I 42,5 R	1,07	0,19	0,89	—	—	—	—	—	—
		HÜS ³⁾	0,70	0,41	0,87	—	—	—	—	—	—
Z-II-08	CEM II/B-S 32,5 R	Zement	0,88	0,17	0,75	30	3335	18,8	47,9	0,437	O
		CEM I 32,5/42,5 R	1,06	0,13	0,83	—	—	—	—	—	—
		HÜS ³⁾	0,45	0,25	0,55	—	—	—	—	—	—
Z-II-09	CEM II/B-S 42,5 R	Zement	0,85	0,18	0,74	30	3990	24,5	55,2	0,381	O
		CEM I 42,5/52,5 R	1,05	0,14	0,83	—	—	—	—	—	—
		HÜS ³⁾	0,45	0,25	0,55	—	—	—	—	—	—
Z-II-10	CEM II/B-S 32,5 R	Zement	0,96	0,21	0,84	31	3535	20,4	50,4	0,428	O
		CEM I 32,5/42,5 R	1,08	0,14	0,85	—	—	—	—	—	—
		HÜS ³⁾	0,66	0,35	0,78	—	—	—	—	—	—
Z-II-11	CEM II/B-S 42,5 R	Zement	0,93	0,21	0,82	30	4180	24,9	56,6	0,341	O
		CEM I 42,5/52,5 R	1,06	0,15	0,85	—	—	—	—	—	—
		HÜS ³⁾	0,66	0,34	0,77	—	—	—	—	—	—

Fortsetzung nächste Seite →

Z-II-12	CEM II/B-S 32,5 R	Zement	0,97	0,27	0,91	33	3190	14,5	49,2	0,435	O
		CEM I 32,5 R	1,22	0,16	0,96	-	-	-	-	-	-
		HÜS ³⁾	0,58	0,45	0,83	-	-	-	-	-	-
Z-II-13	CEM II/B-S 42,5 R	Zement	0,95	0,25	0,88	35	3500	19,8	54,4	0,377	O
		Klinker	1,24	0,16	0,98	-	-	-	-	-	-
		HÜS ³⁾	0,55	0,44	0,80	-	-	-	-	-	-
Z-II-14	CEM II/B-S 32,5 R	Zement	0,95	0,19	0,82	29	3380	20,4	57,6	0,366	O
		CEM I 32,5 R	1,17	0,17	0,94	-	-	-	-	-	-
		HÜS ³⁾	0,47	0,28	0,59	-	-	-	-	-	-
Z-II-15	CEM II/B-S 42,5 R	Zement	0,88	0,17	0,75	31	4615	26,5	58,9	0,304	O
		Klinker	1,08	0,15	0,86	-	-	-	-	-	-
		HÜS ³⁾	0,43	0,38	0,66	-	-	-	-	-	-
Z-II-16	CEM II/B-S 32,5 R	Zement	0,82	0,22	0,76	33	3080	15,0	45,8	0,381	O
		Klinker	1,16	0,22	0,98	-	-	-	-	-	-
		HÜS ³⁾	0,55	0,29	0,65	-	-	-	-	-	-
Z-II-17	CEM II/B-S 42,5 R	Zement	0,83	0,22	0,77	34	4270	28,0	63,2	0,317	O
		Klinker	1,03	0,22	0,90	-	-	-	-	-	-
		HÜS ³⁾	0,58	0,27	0,65	-	-	-	-	-	-
Z-II-18	CEM II/B-S 32,5 R	Zement	0,86	0,19	0,76	26	2970	18,3	50,4	0,416	O
		Klinker	0,96	0,14	0,77	-	-	-	-	-	-
		HÜS ³⁾	0,72	0,43	0,90	-	-	-	-	-	-
Z-II-19	CEM II/B-S 42,5 R	Zement	0,89	0,19	0,78	28	4400	28,0	62,8	0,341	O
		Klinker	1,15	0,15	0,91	-	-	-	-	-	-
		HÜS ³⁾	0,75	0,42	0,91	-	-	-	-	-	-
Z-II-20	CEM II/B-S	Zement ⁴⁾	1,22	0,28	1,08	30	4080	-	-	0,458	O
		Z-I-03	1,50	0,23	1,22	-	4220	39,6	55,5	-	-
		S-01	0,58	0,39	0,77	-	3740	-	-	-	-
Z-II-21	CEM II/B-S	Zement ⁴⁾	1,40	0,28	1,20	30	4240	-	-	0,384	O
		Z-I-03	1,50	0,23	1,22	-	4220	39,6	55,5	-	-
		S-02	1,18	0,39	1,17	-	4280	-	-	-	-
Z-II-22	CEM II/B-S	Zement ⁴⁾	1,28	0,21	1,05	20	3330	-	-	1,451	X
		Z-I-04	1,45	0,16	1,11	-	3230	24,1	54,3	-	-
		S-01	0,58	0,39	0,77	-	3740	-	-	-	-
Hochofenzemente / Blastfurnace slag cements											
Z-III-01	CEM III/A 32,5	Zement	1,10	0,25	0,97	42	3420	12,4	46,9	0,336	O
		CEM I 32,5 R	1,55	0,20	1,22	-	-	-	-	-	-
		HÜS ³⁾	0,39	0,31	0,57	-	-	-	-	-	-
Z-III-02	CEM III/A 32,5 R-NW	Zement	0,99	0,34	0,99	45	4030	12,2	45,6	0,396	O
		Klinker	0,80	0,32	0,85	-	-	-	-	-	-
		HÜS ³⁾	1,10	0,40	1,12	-	-	-	-	-	-
Z-III-03	CEM III/A 42,5 R	Zement	1,04	0,24	0,92	42	3600	23,5	57,4	0,508	O
		Klinker	1,53	0,22	1,23	-	-	-	-	-	-
		HÜS ³⁾	0,44	0,30	0,59	-	-	-	-	-	-
Z-III-04	CEM III/A 32,5 R	Zement	1,20	0,24	1,04	41	3710	24,4	57,7	0,347	O
		Klinker	1,45	0,20	1,15	-	-	-	-	-	-
		HÜS ³⁾	0,37	0,29	0,53	-	-	-	-	-	-
Z-III-05	CEM III/A	Zement ⁴⁾	1,13	0,29	1,03	40	4030	-	-	0,450	O
		Z-I-03	1,50	0,23	1,22	-	4220	39,6	55,5	-	-
		S-01	0,58	0,39	0,77	-	3740	-	-	-	-
Z-III-06	CEM III/A	Zement ⁴⁾	1,37	0,29	1,19	40	4240	-	-	0,364	O
		Z-I-03	1,50	0,23	1,22	-	4220	39,6	55,5	-	-
		S-02	1,18	0,39	1,17	-	4280	-	-	-	-

Fortsetzung nächste Seite →

Z-III-07	CEM III/A	Zement ³⁾	1,34	0,31	1,19	50	4250	–	–	0,362	O
		Z-I-03	1,50	0,23	1,22	–	4220	39,6	55,5	–	–
		S-02	1,18	0,39	1,17	–	4280	–	–	–	–
Z-III-08	CEM III/A	Zement ³⁾	1,06	0,26	0,96	50	3540	–	–	0,330	O
		Z-I-05	0,93	0,12	0,73	–	2790	19,0	45,9	–	–
		S-02	1,18	0,39	1,17	–	4280	–	–	–	–
Z-III-09	CEM III/A	Zement ³⁾	1,35	0,27	1,16	50	4220	–	–	0,328	O
		Z-I-06	1,52	0,14	1,14	–	4150	32,0	56,0	–	–
		S-02	1,18	0,39	1,17	–	4280	–	–	–	–

³⁾ gemessen am Balken 10 cm x 10 cm x 50 cm / measured on the 10 cm x 10 cm x 50 cm beam

²⁾ gemessen am 30-cm-Würfel / measured on the 30 cm cube

³⁾ HUS = Hüttensand / Slag

⁴⁾ berechnet aus Daten der Ausgangsstoffe / calculated from the data of the main constituents

Festbetonrohddichte der 15-cm-Würfel wurden im Alter von 28 d nach DIN 1048-5 bestimmt.

Die Ergebnisse der Prüfungen lagen alle in dem für die gewählte Betonzusammensetzung (s. Abschnitt 4.2 und 5.3) üblichen Bereich.

4.4.2 Prüfungen zur Erfassung einer schädigenden AKR

Die Nullmessungen des Abstands der Messmarken, der Länge, des Gewichts und des dynamischen E-Moduls der Balken wurden einen Tag nach der Herstellung bei rd. 20 °C durchgeführt.

Bestimmung der Dehnung

Der Abstand der Messmarken auf den Seitenflächen der Balken wurde mit einem Setzdehnungsmesser (Basislänge 400 mm) gemessen. Zu den jeweiligen Prüfterminen wurden die Abstände zwischen den Messmarken ermittelt und durch Bezug auf den Ausgangsabstand der Messmarken (Nullmessung) die Dehnung ϵ der Balken in mm/m berechnet. Die im Abschnitt 5 dargestellten Werte sind Mittelwerte von zwei Balken eines Betons.

Dynamischer E-Modul

Nach Impulsanregung der Balken wurde deren Eigenschwingzeit gemessen und hieraus der dynamische E-Modul nach [17] berechnet. Die Eigenschwingzeit der Balken wurde unmittelbar nach der Messung des Abstands der Messmarken ermittelt. Die dargestellten Werte sind Mittelwerte von zwei Balken eines Betons.

Augenscheinliche Beurteilung

Alle Probekörper wurden regelmäßig augenscheinlich beurteilt und das Rissbild sowie die Rissweiten aufgenommen.

5 Darstellung und Diskussion der Ergebnisse

5.1 Allgemeine Bewertungsgrundsätze

Hinweise für das Auftreten einer schädigenden AKR sind gegeben, wenn an Betonprobekörpern Rissbildungen und Treiberscheinungen festgestellt werden können. In Abhängigkeit von der Lagerungstemperatur können diese Erscheinungen zu unterschiedlichen Zeitpunkten auftreten.

Auf Grund bisheriger Erfahrungen und Vergleichsversuche kann für die vorliegenden Untersuchungen davon ausgegangen werden, dass eine schädigende AKR unter baupraktischen Bedingungen nicht auftritt, wenn an Balken aus Laborbetonen, die in einer 40 °C-Nebelkammer gelagert werden, keine Dehnungen über 0,6 mm/m auftreten und 30-cm-Würfel keine starke Rissbildung mit Rissweiten $\geq 0,2$ mm aufweisen. Die Temperatur- und Feuchtedehnung von etwa 0,2 mm/m bis 0,4 mm/m ist in dem Grenzwert enthalten [18]. Ergänzende Hinweise auf eine innere Gefügeschädigung der Betonbalken wurden durch die Bestimmung des dynamischen E-Moduls gewonnen.

5.2 Vorversuche

In Bild 2 sind die Dehnungen von Betonbalken dargestellt, die sich in der Art der Zemente und im w/z-Wert unterscheiden.

water for two minutes in a pan mixer. The fresh concrete temperature after mixing was about 20 °C.

The test pieces for the hardened concrete tests were produced in steel moulds. Because of its free-flowing consistency the concrete was, as a rule, compacted by rodding, but in exceptional cases by brief vibration on a vibrating table. 15 cm cubes were produced for testing the concrete compressive strength and two 10 cm x 10 cm x 50 cm beams and one 30 cm cube were produced for assessing any possible harmful alkali-silica reaction.

After production the test pieces were stored for (24 ± 1) hours in their moulds covered with damp cloths in a climatic chamber at 20 °C and 65 % relative air humidity, and were then de-moulded. Test marks were made on two opposite side surfaces of the 10 cm x 10 cm x 50 cm beams for measuring the change in length. The beams, together with the associated 30 cm cube, were then stored in a 40 °C fog chamber and the 15 cm cubes were stored in accordance with DIN 1048-5.

4.4 Tests

4.4.1 Standard tests

The flow diameter a_{10} was determined ten minutes after mixing. The air content and the bulk density of the fresh concrete were measured at the same time. All fresh concrete tests were carried out in accordance with DIN 1048-1. The concrete compressive strength and the hardened concrete bulk density of the 15 cm cubes were determined at 28 d in accordance with DIN 1048-5.

The results of the tests all lay in the normal range for the chosen concrete composition (see Sections 4.2 and 5.3).

4.4.2 Tests for assessing harmful alkali-silica reactions

The reference measurements for the distance between the test marks (the length), the weight and the dynamic modulus of elasticity of the beams were carried out at about 20 °C one day after production.

Determination of the expansion

The distances between the test marks on the side faces of the beams were measured with a stress-probing extensometer (basic length 400 mm). The distances between the test marks were measured at each test age and the expansions ϵ of the beams were calculated in mm/m relative to the initial spacing of the test marks (reference measurement). The values shown in Section 5 are average values from two beams made from a given concrete.

Dynamic modulus of elasticity

The natural oscillation times of the beams after impulse excitation were measured and used to calculate the dynamic modulus of elasticity as described in [17]. The natural oscillation times of the beams were measured directly after measuring the distance between the test marks. The values shown are average values from two beams made from a given concrete.

Visual assessment

All test pieces were regularly assessed by eye and the cracking and crack widths were recorded.

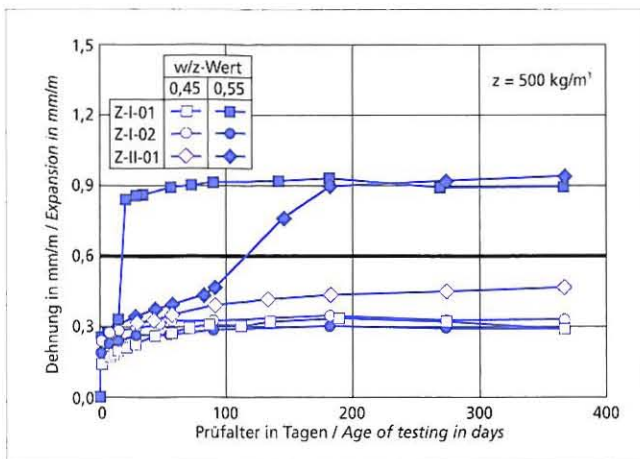


Bild 2: Dehnung von Betonen mit verschiedenen Zementen in Abhängigkeit vom w/z-Wert

Figure 2: Expansion of concretes made with different cements in relation to the w/c ratio

Erwartungsgemäß wurden bei Verwendung des Portlandzements mit NA-Eigenschaft (Z-I-02) keine erhöhten Dehnungen festgestellt.

Ebenso wiesen die Betonbalken mit dem alkalireichen Zement (Z-I-01) und einem w/z-Wert von 0,45 keine Dehnungen auf, die auf eine schädigende AKR hinweisen. Dagegen überschritt der Beton mit dem gleichen Zement bei einem w/z-Wert von 0,55 nach einem Monat den Grenzwert für die Dehnungen von 0,6 mm/m und erreichte nach drei Monaten eine Dehnung von über 0,9 mm/m. Außerdem wurden bei diesem Versuch bereits nach drei Wochen Lagerung in der 40 °C-Nebelkammer erste Risse am 30-cm-Würfel festgestellt. Im Laufe der Untersuchungen entwickelte sich ein starkes Rissnetz mit Rissweiten über 0,2 mm. Die Betone mit dem CEM II/B-S-Zement (Z-II-01), der einen relativ hohen Gesamtalkaligehalt von 1,06 M.-% Na_2O -Äquivalent aufwies, verhielten sich ähnlich. Während bei einem w/z-Wert von 0,45 Dehnungen von nur 0,46 mm/m und keine Rissbildung festgestellt wurden, stieg die Dehnung der Balken bei w/z = 0,55 nach drei Monaten deutlich an. Die Enddehnung betrug nach neun Monaten 0,92 mm/m und es trat eine starke Rissbildung an dem 30-cm-Würfel auf.

Demzufolge konnte davon ausgegangen werden, dass bei einem w/z-Wert von 0,55 und einem Zementgehalt von 500 kg/m³ mit dem verwendeten Kiessand mit Opalsandstein und Flint scharfe Bedingungen zur Überprüfung der hüttensandhaltigen Zemente vorliegen.

5.3 Hauptversuche

5.3.1 Betonzusammensetzung

Für die Hauptversuche wurde auf Grund der Voruntersuchungen die in Tafel 2 aufgeführte Betonzusammensetzung festgelegt.

5.3.2 CEM III/B-S-Zemente

Die Ergebnisse der Untersuchungen an Betonen mit CEM II/B-S-Zementen sind in Bild 3 zusammengefasst. Betone, die eine Dehnung über 0,6 mm/m und/oder deren Würfel eine Rissbildung aufwiesen, sind in diesem Bild gekennzeichnet.

Bei den Betonen mit den Zementen Z-II-01, Z-II-02 und Z-II-22 traten Dehnungen der Balken auf, die mit Werten von 1,74 mm/m, 0,92 mm/m und 1,45 mm/m nach neun Monaten deutlich über dem Grenzwert von 0,6 mm/m lagen. Ebenso wurden nach drei bzw. fünf Monaten erste Risse an den 30-cm-Würfeln dieser Betone festgestellt, die sich mit der Zeit zu einem starken Rissnetz weiter entwickelten. Der Abfall des dynamischen E-Moduls bestätigte die Schädigung der Balken. Der mit dem Alter der Betone wieder ansteigende E-Modul ist vermutlich auf ein Ausfüllen der Risse mit Gel und Reaktionsprodukten aus der fortschreitenden Hydratation zurückzuführen.

5 Representation and discussion of the results

5.1 General evaluation principles

The occurrence of a harmful alkali-silica reaction is indicated if cracking and expansion phenomena are observed in the concrete test pieces. These phenomena can occur at different times depending on the storage temperature.

On the basis of previous experience and comparison trials it can be assumed for these investigations that a harmful alkali-silica reaction will not occur under practical building conditions if the expansion in beams made from laboratory concretes stored in a 40 °C fog chamber does not exceed 0.6 mm/m and if 30 cm cubes do not exhibit severe cracking with crack widths ≥ 0.2 mm. The expansion of about 0.2 mm/m to 0.4 mm/m caused by temperature and moisture is included in the limit value [18]. Further indications of internal microstructural damage in the concrete beams were obtained by determining the dynamic modulus of elasticity.

5.2 Preliminary trials

The expansions of concrete beams made with different types of cement and water/cement ratios are shown in Figure 2. As expected, no increased expansions were observed when using Portland cement with low-alkali properties (Z-I-02).

The concrete beams made with the alkali-rich cement (Z-I-01) and a water/cement ratio of 0.45 also exhibited no expansions indicative of harmful alkali-silica reactions. On the other hand, the concrete made with the same cement with a water/cement ratio of 0.55 exceeded the limit for the expansion of 0.6 mm/m after one month and after three months reached an expansion of over 0.9 mm/m. Initial cracks in the 30 cm cube were also observed in this trial after only three weeks' storage in the 40 °C fog chamber. A severe network of cracks with crack widths of more than 0.2 mm developed during the investigations. Similar behaviour was exhibited by the concretes made with CEM II/B-S cement (Z-II-01) which had a relatively high total alkali content of 1.06 wt.-% Na_2O equivalent. Expansions of only 0.46 mm/m and no cracking were observed with a water/cement ratio of 0.45, but with water/cement = 0.55 the expansion of the beams increased significantly after three months. After nine months the final expansion was 0.92 mm/m and severe cracking occurred in the 30 cm cube.

It could therefore be assumed that a water/cement ratio of 0.55 and a cement content of 500 kg/m³ produce severe conditions for testing cements containing blastfurnace slag when using gravelly sand containing opaline sandstone and flint.

5.3 Main trials

5.3.1 Concrete composition

The concrete composition listed in Table 2 was specified for the main trials on the basis of the preliminary investigations.

5.3.2 CEM III/B-S cements

The results of the investigations on concretes made with CEM II/B-S cements are summarized in Figure 3. This diagram shows the concretes which exhibited an expansion of more than 0.6 mm/m and/or the cubes of which exhibited cracking.

With the concretes made with cements Z-II-01, Z-II-02 and Z-II-22 expansions occurred in the beams which had values of 1.74 mm/m, 0.92 mm/m and 1.45 mm/m after nine months and

Tafel 2: Betonzusammensetzung für die Hauptversuche

Table 2: Concrete composition for the main tests

Zementgehalt / Cement content	500 kg/m ³
w/z-Wert / w/c-ratio	0,55
Sieblinie / Grading curve	B/C 16 (DIN 1045)
Gesteinskörnung / Aggregate	<ul style="list-style-type: none"> • 15 Vol.-% Kiessand (2/8 mm) mit Opalsandstein und Flint 15 vol.-% gravel and sand (2/8 mm) with opaline sandstone and flint • 85 Vol.-% Rheinkiesand (0/16 mm) 85 vol.-% Rhine gravel and sand (0/16 mm)

Nach rd. neun Monaten wiesen auch die 30-cm-Würfel der Betone mit Zement Z-II-03 und Z-II-05 eine Rissbildung mit Rissweiten $w \geq 0,2$ mm auf. Im Vergleich zu den Balken war dies nicht erwartet worden, da diese keine erhöhten Dehnungen aufwiesen (Bild 3) und der stetig ansteigende Verlauf des dynamischen E-Moduls nicht auf eine innere Gefügeschädigung der Balken schließen ließ.

Die Dehnungen der übrigen 17 Betone verlaufen alle innerhalb des farblich gekennzeichneten Bereichs. Sie blieben mit Enddehnungen im Bereich von 0,3 mm/m bis 0,5 mm/m deutlich unterhalb des Grenzwerts von 0,6 mm/m. An den 30-cm-Würfeln der zugehörigen Betone wurden keine Hinweise auf eine Schädigung infolge einer AKR gefunden.

Insgesamt ist bei den Versuchen ab einem Hüttensandgehalt von rd. 30 M.-% eine schädigende AKR mit der sehr alkaliempfindlichen Gesteinskörnung unter den gewählten scharfen Versuchsbedingungen nicht aufgetreten. Bei geringeren Hüttensandgehalten und einem Gesamtalkaligehalt $\geq 1,05$ M.-% Na_2O -Äquivalent (Zemente Z-II-01, Z-II-02 und Z-II-22) wurde dagegen eine schädigende AKR festgestellt. Bei Gesamtalkaligehalten von 0,79 M.-% bis 1,05 M.-% Na_2O -Äquivalent kann aufgrund des unterschiedlichen Verhaltens der Betone keine eindeutige Entscheidung getroffen werden. Weitergehende Untersuchungen über den Beitrag des Hüttensands und des Portlandzementanteils zum wirksamen Alkaligehalt sind erforderlich.

5.3.3 CEM III/A-Zemente ($S \leq 50$ M.-%)

Die Dehnungen der Balken aus Betonen mit CEM III/A-Zementen sind in Bild 4 dargestellt. Sie liegen alle in dem farblich hinterlegten Bereich. Bei keinem Beton trat eine Dehnung $> 0,6$ mm/m auf. Außerdem gab der Verlauf des dynamischen E-Moduls in keinem Fall einen Hinweis auf eine innere Gefügeschädigung. Ebenfalls wurde an den 30-cm-Würfeln keine Rissbildung festgestellt.

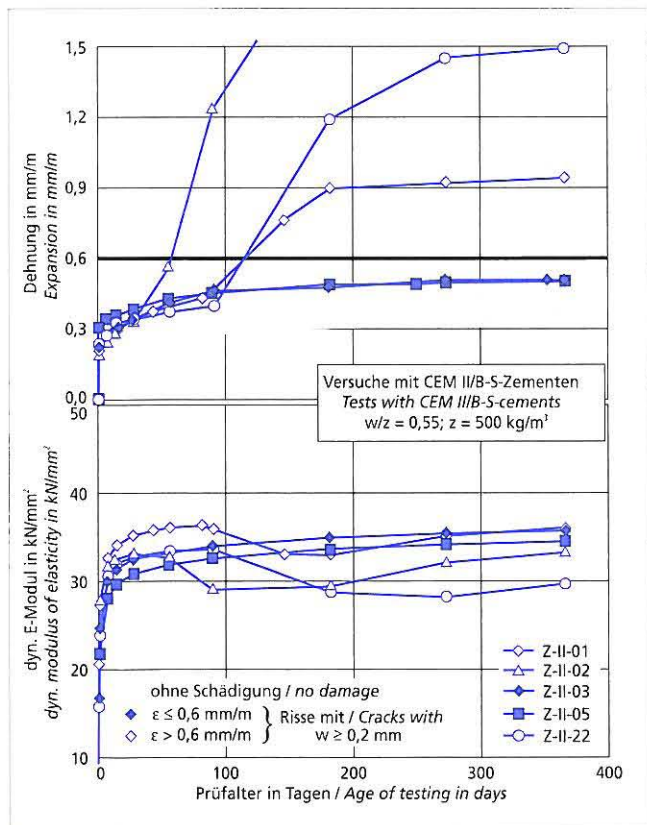


Bild 3: Dehnung und dynamischer E-Modul von Betonbalken mit CEM II/B-S-Zementen

Figure 3: Expansion and dynamic modulus of elasticity of concrete test pieces (beams) made with CEM II/B-S cements

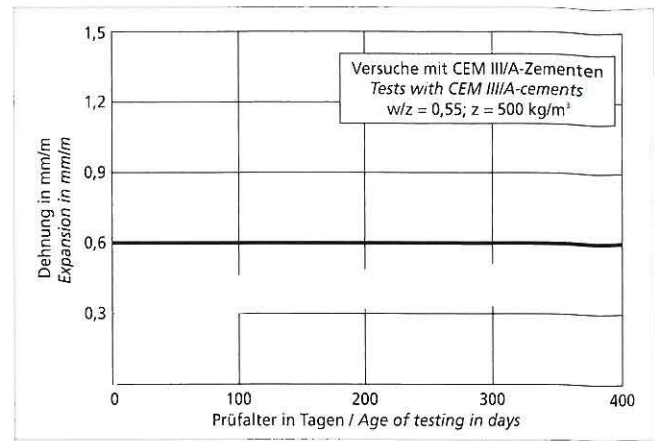


Bild 4: Dehnung von Betonbalken mit CEM III/A-Zementen (Hüttensandgehalt ≤ 50 M.-%)

Figure 4: Expansion of concrete test pieces (beams) made with CEM III/A cements (slag content ≤ 50 wt.-%)

lay significantly above the limit of 0.6 mm/m. After three or five months initial cracks were also observed in the 30 cm cubes made with these concretes; these developed further with time to form severe networks of cracks. The drop in the dynamic modulus of elasticity confirmed the damage to the beams. The subsequent increase in the modulus of elasticity with age of the concretes is presumably because the cracks become filled with gel and reaction products from the advancing hydration.

After about nine months the 30 cm cubes of the concretes made with cements Z-II-03 and Z-II-05 also exhibited cracking with crack widths $w \geq 0.2$ mm. This had not been expected from the results with the beams as these did not exhibit any increased expansions (Figure 3) and the continuously rising curve of the dynamic modulus of elasticity did not indicate any internal microstructural damage to the beams.

The expansions of the other 17 concretes all lay within the coloured region. With final expansions in the range from 0.3 mm/m to 0.5 mm/m they remained significantly below the limit of 0.6 mm/m. No indications of damage resulting from an alkali-silica reaction were found in the 30 cm cubes of the associated concretes.

As a whole, no harmful alkali-silica reactions occurred in the trials with the very alkali-sensitive aggregate under the chosen severe test conditions above a blastfurnace slag content of about 30 wt.-%. On the other hand, a harmful alkali-silica reaction was observed at lower blastfurnace slag contents and a total alkali content ≥ 1.05 wt.-% Na_2O equivalent (cements Z-II-01, Z-II-02 and Z-II-22). It is not possible to make a clear decision for total alkali contents of 0.79 wt.-% to 1.05 wt.-% Na_2O equivalent because of the varying behaviour of the concretes. More extensive investigations into the contributions of the blastfurnace slag and the Portland cement fraction to the effective alkali content are needed.

5.3.3 CEM III/A cements ($S \leq 50$ wt.-%)

The expansions of the concrete beams made with CEM III/A cements are shown in Figure 4. They all lay within the coloured region. None of the concretes had expansions > 0.6 mm/m and in no case did the behaviour of the dynamic modulus of elasticity give any indication of internal microstructural damage. Nor was any cracking observed in the 30 cm cubes.

5.4 New low-alkali cements

All the results are summarized in Figure 5. The degree of damage to the concretes is plotted as a function of the blastfurnace slag content and of the total alkali content of the cements examined. It can be seen from the diagram that in the range of blastfurnace slags examined no damage occurred to the concrete test pieces with blastfurnace slag contents between 35 wt.-% and 50 wt.-%. In the range of Portland slag cements with blastfurnace slag contents of 21 wt.-% to 35 wt.-% severe damage occurred with alkali contents in the cements ≥ 1.05 wt.-% Na_2O equivalent, and slight damage with

5.4 Neue NA-Zemente

Alle Ergebnisse sind in Bild 5 zusammengefasst. Der Schädigungsgrad der Betone ist in Abhängigkeit vom Hüttensandgehalt und vom Gesamtalkaligehalt der untersuchten Zemente aufgetragen. Dem Bild ist zu entnehmen, dass im Bereich der untersuchten Hochofenzemente mit Hüttensandgehalten zwischen 35 M.-% und 50 M.-% keine Schädigung der Betonprobekörper aufgetreten ist. Im Bereich der Portlandhüttenzemente mit Hüttensandgehalten von 21 M.-% bis 35 M.-% sind bei Alkaligehalten im Zement $\geq 1,05$ M.-% Na_2O -Äquivalent starke und bei Alkaligehalten zwischen 0,79 M.-% und 0,94 M.-% Na_2O -Äquivalent geringe Schäden aufgetreten. Unterhalb von 0,79 M.-% Na_2O -Äquivalent traten keine Schäden auf.

Wie die gestrichelte Linie für die Grenzen des Gesamtalkaligehalts der NA-Zemente der ehemaligen DIN 1164-1:1994-10 zeigt, lagen die Grenzwerte sehr weit auf der sicheren Seite. Auf Grund der Ergebnisse konnte daher nach Beratungen im NABau-Normenausschuss „Zement“ die Palette der NA-Zemente in DIN 1164-1:1994-10 um die folgenden Zemente erweitert werden:

- Portlandhüttenzement CEM II/B-S mit einem Gesamtalkaligehalt $\leq 0,70$ M.-% Na_2O -Äquivalent und
- Hochofenzemente CEM III/A mit einem Hüttensandgehalt von 36 M.-% bis 49 M.-% und einem Gesamtalkaligehalt $\leq 0,95$ M.-% Na_2O -Äquivalent.

Die neuen Regelungen sind in Bild 5 als durchgezogene Linie enthalten. Ein Abstand von rd. 0,1 M.-% Na_2O -Äquivalent im Gesamtalkaligehalt zu dem CEM II/B-S Zement, bei dessen Verwendung noch geringe Schäden aufgetreten sind, ist zu erkennen.

Außerdem wird anhand von Bild 5 erneut deutlich, dass ab einem Hüttensandgehalt des Zements von rd. 30 M.-% keine Schäden aufgetreten sind. Es ist zu vermuten, dass ab diesem Hüttensandgehalt für eine ggf. schädigende Alkalireaktion im Beton nicht nur der Alkaligehalt der Porenlösung maßgebend ist, sondern auch die mit ansteigendem Hüttensandgehalt zunehmende Dichte des Zementsteins eine Rolle spielt.

5.5 Ergänzende Untersuchungen

Die Dehnungen der Balken, die die ungeschädigten Betone mit hüttensandhaltigen Zementen nach einem Jahr aufwiesen, lagen im Mittel bei rd. 0,4 mm/m. Die Dehnung der Balken mit dem Portlandzement NA (Z-I-02) lag bei rd. 0,3 mm/m und war damit um 0,1 mm/m geringer. Es stellte sich die Frage, welche Ursache für die etwas höhere Dehnung von Betonen mit hüttensandhaltigem Zement verantwortlich ist.

Zemente mit höheren Hüttensandgehalten haben eine geringfügig geringere Frühfestigkeit als Portlandzemente. Um den Einfluss der Festigkeit und Dichte des Betons auf die Dehnung festzustellen, wurden je zwei Balken eines Betons mit einem

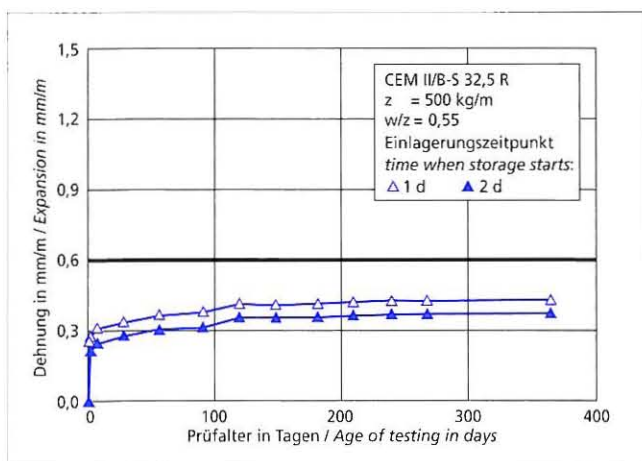


Bild 6: Dehnungen der Betonbalken mit einem hüttensandhaltigen Zement in Abhängigkeit vom Einlagerungszeitpunkt

Figure 6: Expansion of concrete test pieces (beams) made with a slag cement in relation to the time at when storage starts

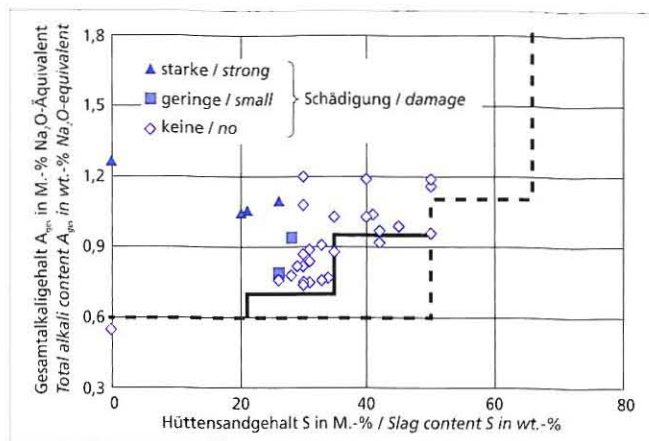


Bild 5: Schädigung der Betonprobekörper in Abhängigkeit vom Hüttensandgehalt und vom Gesamtalkaligehalt des Zements
Figure 5: Damage to concrete test pieces as a function of slag content and total alkali content of the cement

alkali contents between 0,79 wt.-% and 0,94 wt.-% Na_2O equivalent. No damage occurred below 0,79 wt.-% Na_2O equivalent.

The dotted line for the limits of the total alkali content of the low-alkali cements in the former DIN 1164-1:1994-10 shows that these limits lay a long way on the safe side. On the basis of these results and after discussions in the "Cement" NABau Standards Committee the range of low-alkali cements in DIN 1164-1:1994-10 has therefore been extended to include the following cements:

- CEM II/B-S Portland slag cement with a total alkali content $\leq 0,70$ wt.-% Na_2O equivalent, and
- CEM III/A blastfurnace cements with a slag content of 36 wt.-% to 49 wt.-% and a total alkali content $\leq 0,95$ wt.-% Na_2O equivalent.

The new regulations are shown in Figure 5 as a solid line. It can be seen that the total alkali content contains a safety margin of about 0,1 wt.-% Na_2O equivalent from the total alkali content of the CEM-II/B-S cement at which even slight damage occurred.

It is also clear from Figure 5 that no cases of damage occurred above a blastfurnace slag content of the cement of about 30 wt.-%. It is to be supposed that above this blastfurnace slag content any harmful alkali reaction in the concrete is decided not only by the alkali content of the pore solution but also by the density of the hardened cement paste, which increases with rising blastfurnace slag content.

5.5 Supplementary investigations

The beams of undamaged concrete made with cements containing blastfurnace slag exhibited average expansions after one year of about 0,4 mm/m. The expansion of the beams made with low-alkali Portland cement (Z-I-02) was about 0,3 mm/m and was therefore 0,1 mm/m lower. This gave rise to the question as to the cause of the somewhat greater expansion of concretes made with cement containing blastfurnace slag.

Cements with higher blastfurnace slag contents have a very slightly lower early strength than Portland cements. In order to establish the influence of the strength and the density of the concrete on the expansion, two beams of a concrete made with CEM II/B-S 32,5 R cement (Z-II-08) were stored in the 40 °C fog chamber after one day under moist conditions at 20 °C as scheduled, and two more beams were stored in the 40 °C fog chamber after two days under moist conditions. The expansions are shown in Figure 6, in each case as average values from two beams.

The expansions of the beams run parallel over the entire period, and the expansions of the beams which were stored in the fog chamber after only one day lie significantly above those stored after two days. This shows that the initial expansion, which is made up of moisture and temperature expansion, is greater for storage after one day. It can be assumed that the density and strength of the concrete have an influence on the initial expansion of the beams as a

CEM II/B-S 32,5 R (Z-II-08) zum einen planmäßig nach einem Tag und zum anderen nach zwei Tagen Feuchtlagerung bei 20 °C in die 40 °C-Nebelkammer eingelagert. Die Dehnungen sind als Mittelwerte aus jeweils zwei Balken in Bild 6 dargestellt.

Die Dehnungen der Balken verlaufen über den gesamten Zeitraum parallel, wobei die Dehnungen der Balken, die bereits nach einem Tag eingelagert wurden, deutlich über den nach zwei Tagen eingelagerten liegen. Demnach ist die Anfangsdehnung, die sich aus Feuchte- und Temperaturdehnung zusammensetzt, bei Einlagerung nach einem Tag größer. Es ist anzunehmen, dass die Dichte und Festigkeit des Betons einen Einfluss auf die Anfangsdehnung der Balken infolge von Temperaturänderung und Feuchteaufnahme haben. Dies sollte bei einer vergleichenden Bewertung von Betonen mit unterschiedlicher Festigkeits- und Dichtentwicklung berücksichtigt werden.

6 Zusammenfassung

Zur Vermeidung einer schädigenden AKR kann nach der Alkali-Richtlinie des DAfStb unter bestimmten Voraussetzungen wie großer Feuchte oder einer Alkalizufuhr von außen die Verwendung von NA-Zementen erforderlich sein. Portlandzemente mit NA-Eigenschaft – Na_2O -Äquivalent $\leq 0,60 \text{ M.-%}$ nach DIN 1164-1: 1994-10 – können jedoch rohstoffbedingt nicht in allen Gegenden Deutschlands hergestellt werden. Für eine Reihe von Baumaßnahmen ist es zudem häufig notwendig, neben den in DIN 1164-1: 1994-10 als NA-Zement genormten Hochofenzementen CEM III/A mit Hüttensandgehalten $\geq 50 \text{ M.-%}$ und einem Gesamtalkaligehalt $\leq 1,10 \text{ M.-%}$ Na_2O -Äquivalent sowie CEM III/B-Zementen mit Gesamtalkaligehalten $\leq 2,00 \text{ M.-%}$ Na_2O -Äquivalent weitere NA-Zemente mit schnellerem Festigkeitsbildungsvermögen einsetzen zu können.

Daher wurden im Forschungsinstitut der Zementindustrie umfangreiche Untersuchungen an 22 CEM II/B-S-Zementen und 9 CEM III/A-Zementen – Hüttensandgehalt $\leq 50 \text{ M.-%}$ – mit dem Ziel durchgeführt, die Palette der NA-Zemente um die genannten Zemente zu erweitern. Mit den Zementen wurden Betone mit sehr alkaliempfindlichem Kiessand mit Opalsandstein und Flint hergestellt. Die Dehnung von Balken mit den Maßen $10 \text{ cm} \times 10 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$ und die Rissbildung der 30-cm -Würfel, die in einer 40 °C-Nebelkammer lagerten, wurden bestimmt. Daneben wurde der Verlauf des dynamischen E-Moduls an den so gelagerten Betonbalken erfasst. Die Wirksamkeit der Zemente hinsichtlich der Vermeidung einer schädigenden AKR konnte auf der Grundlage der dabei gewonnenen Erkenntnisse beurteilt werden.

Die wesentlichen Ergebnisse der Untersuchungen führten zur vom NABau-Normenausschuss „Zement“ beschlossenen Erweiterung der in DIN 1164 genormten NA-Zemente um folgende Zemente:

- Portlandhüttenzemente CEM II/B-S mit einem Gesamtalkaligehalt $\leq 0,70 \text{ M.-%}$ Na_2O -Äquivalent und
- Hochofenzemente CEM III/A mit einem Hüttensandgehalt von 36 M.-% bis 49 M.-% sowie einem Gesamtalkaligehalt $\leq 0,95 \text{ M.-%}$ Na_2O -Äquivalent.

Darüber hinaus geht aus den Untersuchungen Folgendes hervor:

- Ab einem Hüttensandgehalt im Zement von rd. 30 M.-% sind keine Schädigungen aufgetreten. Die Regelungen der DIN 1164 für NA-Zemente liegen für diesen Bereich nach wie vor sehr weit auf der sicheren Seite. Es kann angenommen werden, dass hinsichtlich der Vermeidung einer schädigenden AKR neben dem wirksamen Alkaligehalt der Porenlösung die zunehmende Dichte des Zementsteins bei größeren Hüttensandgehalten eine wesentliche Rolle spielt.
- Die gegenüber Portlandzementen etwas geringere Frühfestigkeit hüttensandhaltiger Zemente führt zu einer etwas erhöhten Temperatur- und Feuchtedehnung der in der 40 °C-Nebelkammer gelagerten Betonbalken. Dies muss insbesondere bei vergleichenden Prüfungen berücksichtigt werden. Durch eine spätere Einlagerung der Betonprobekörper in die 40 °C-Nebelkammer könnte dieser Unterschied ausgeglichen werden.

result of temperature change and moisture absorption. This should be taken into account during any comparative evaluation of concretes in which the strengths and densities develop differently.

6 Summary

According to the DAfStb alkali guideline it can be necessary to use low-alkali cements to avoid a harmful alkali-silica reaction under certain conditions, such as high moisture level or an external supply of alkali. However, Portland cements with low-alkali properties – Na_2O -equivalent $\leq 0.60 \text{ wt.-%}$ complying with DIN 1164-1: 1994-10 – cannot be manufactured in all areas of Germany due to the raw materials. In addition to the CEM III/A blastfurnace cements with a slag content $\geq 50 \text{ wt.-%}$ and a total alkali content $\leq 1.10 \text{ wt.-%}$ Na_2O -equivalent and CEM III/B cements with a total alkali content $\leq 2.00 \text{ wt.-%}$ Na_2O -equivalent, standardized as low-alkali cements in DIN 1164-1:1994-10, it is also often necessary, for a number of building procedures, to be able to use low-alkali cements with more rapid strength-forming capabilities.

Extensive investigations were therefore carried out at the Research Institute of the Cement Industry on 22 CEM II/B-S cements and 9 CEM III/A cements – slag content $\leq 50 \text{ wt.-%}$ – with the aim of extending the range of low-alkali cements to include the cements mentioned. The cements were used to produce concretes with very alkali-sensitive sand and gravel containing opaline sandstone and flint. The expansion of $10 \text{ cm} \times 10 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$ beams and the cracking of 30 cm cubes which had been stored in a 40 °C fog chamber were determined. The behaviour pattern of the dynamic elastic modulus of the concrete beams stored in this way was also measured. The effectiveness of the cements with respect to avoidance of harmful alkali-silica reactions was assessed on the basis of the results obtained.

The essential results of the investigation led to the decision by the NABau “Cement” Standard Committee to extend the low-alkali cements standardized in DIN 1164 to include the following cements:

- CEM II/B-S Portland slag cements with a total alkali content $\leq 0.70 \text{ wt.-%}$ Na_2O -equivalent, and
- CEM III/A blastfurnace cements with a slag content of 36 wt.-% to 49 wt.-% and a total alkali content $\leq 0.95 \text{ wt.-%}$ Na_2O -equivalent.

The following facts also emerged from the investigations:

- No damage occurred above a slag content in the cement of about 30 wt.-% . The regulations in DIN 1164 for low-alkali cements in this sector continue to lie far on the safe side. As far as the avoidance of harmful alkali-silica reactions is concerned it can be assumed that the increasing density of the hardened cement paste at higher slag contents plays an important role alongside the effective alkali content of the pore solution.
- The somewhat lower early strength of cements containing slag when compared with Portland cements leads to a somewhat increased temperature and moisture expansion of the concrete beams stored in the 40 °C fog chamber. This must be taken into account, especially during comparison tests. It was possible to offset this difference by delaying the storage of the concrete test pieces in the 40 °C fog chamber.

Die vom Unterausschuss des DAfStb „Alkalireaktion im Beton“ betreuten Untersuchungen wurden im Forschungsinstitut der Zementindustrie durchgeführt und aus Haushaltsmitteln des Bundesministers für Wirtschaft über die Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen „Otto von Guericke“ (AiF-Forschungsvorhaben Nr. 11424) gefördert.

The investigations supervised by the „Alkali reaction in concrete“ subcommittee of the DAfStb were carried out at the Research Institute of the Cement Industry and were financed by the Federal Ministry for Economic Affairs through the „Otto von Guericke“ Federation of Industrial Research Associations (AiF Research Project No. 11424).

Literatur / Literature

- [1] Zement-Taschenbuch 2000, Verein Deutscher Zementwerke e.V. (Hrsg.), Düsseldorf: Verlag Bau+Technik, 2000
- [2] Locher, F. W.; Sprung, S.: Ursache und Wirkungsweise der Alkalireaktion. In: beton 23 (1973), H. 7, S. 303–306, und H. 8, S. 349–353; ebenso: Betontechnische Berichte 1973, S. 101–124, Beton-Verlag, Düsseldorf 1974
- [3] Locher, F. W., Sprung, S.: Einflüsse auf die Alkali-Kieselsäure-Reaktion im Beton. In: Zement-Kalk-Gips 28 (1975), H. 4, S. 162–169
- [4] Sprung, S.; Sylla, H.-M.: Ablauf der Alkali/Kieselsäure-Reaktion im Beton bei unterschiedlichen Zuschlaggesteinen. In: Zement-Kalk-Gips 51 (1998), Nr. 6, S. 334–345
- [5] Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton (Alkali-Richtlinie): Teil 1: Allgemeines; Teil 2: Betonzuschlag mit Opalsandstein und Flint; Teil 3: Betonzuschlag aus präkambrischer Grauwacke oder anderen alkaliempfindlichen Gesteinen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, DAfStb (Hrsg.). – Berlin: Beuth, 1997 (DAfStb-Richtlinie)
- [6] Vorbeugende Maßnahmen gegen Alkalireaktion im Beton. Schriftenreihe der Zementindustrie, H. 40 (1973). Verein Deutscher Zementwerke e.V. (Hrsg.), Düsseldorf
- [7] Thomas, M. D. A.; Innis, F. A.: Effect of Slag on Expansion Due to Alkali-Aggregate Reaction in Concrete. In: ACI Materials Journal 95 (1998), Nr. 6, S. 716–724
- [8] Smolezyk, H. G.: Slag Cements and Alkalireactive Aggregates. Proceedings, The VI International Congress on the Chemistry of Cement, Moscow. Supplementary paper, Section III, 1974
- [9] Regional Specifications and Recommendations for the Avoidance of Damaging Alkali-silica Reactions in Concrete within Europe. CEN Report CR 1901, 1995 (updated 1999)
- [10] Fournier, B.; Bérubé, M.-A.; Rogers, C. A.: Proposed Guidelines for the Prevention of Alkali-Silica Reaction in New Concrete Structures. In: Transport Research Record 1668 – Concrete in Pavements and Structures, paper No. 99-1176, S. 48–53. Transportation Research Board, Washington, D.C., 1999
- [11] Schäfer, E.; Meng, B.: Einfluss von Zement und Zusatzstoffen auf das Alkaliangebot für eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion. In: beton 51 (2001), H. 10, S. 577–584
- [12] Bakker, R.: Über die Ursache des erhöhten Widerstands von Beton mit Hochofenzement gegen die Alkali-Kieselsäurereaktion und den Sulfatangriff. Dissertation, Technische Hochschule Aachen, 1980
- [13] Supplementary Cementing Materials for Concrete. V.M. Malhotra (Hrsg.), Canada Centre for Mineral and Energy Technology, CANMET, Ottawa, 1987
- [14] Wierig, H.-J.; Winkler, H.: Zur quantitativen Bestimmung der Hauptbestandteile von Zementen. In: Zement-Kalk-Gips 37 (1984), H. 6, S. 308–310
- [15] Bonzel, J.; Dahms, J.: Alkalireaktion im Beton. In: beton 23 (1973), H. 11, S. 495–500, und H. 12, S. 547–554; ebenso: Betontechnische Berichte 1973, S. 153–190, Beton-Verlag, Düsseldorf 1974
- [16] Bonzel, J.; Krell, J.; Siebel, E.: Alkalireaktion im Beton. In: beton 36 (1986), H. 9, S. 345–349, und H. 10, S. 385–389; ebenso: Betontechnische Berichte 1986–1988, S. 57–77, Beton-Verlag, Düsseldorf 1989
- [17] Bunke, N.: Prüfung von Beton – Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048. Berlin: Beuth, 1991 (DAfStb: Schriftenreihe 422)
- [18] Siebel, E.; Reschke, T.: Alkali-Reaktion mit Zuschlägen aus dem südlichen Bereich der neuen Bundesländer – Untersuchungen an Laborbetonen. In: beton 46 (1996), H. 12, S. 740–744, und beton 47 (1997), H. 1, S. 26–33; ebenso: Betontechnische Berichte 1995–97, S. 117–131, Verlag Bau+Technik, Düsseldorf 1998

Einfluss von Zement und Zusatzstoffen auf das Alkaliangebot für eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion

Influence of cement and additions on the quantity of alkalis available for an alkali-silica reaction

Übersicht

Das Risiko einer schädigenden Alkali-Kieselsäure-Reaktion bei Verwendung alkaliempfindlicher Gesteinskörnungen kann durch die Verwendung von geeigneten Zementen unterbunden bzw. gering gehalten werden. Deren Wirkung basiert grundsätzlich auf einer Senkung des Angebots an Alkalien und hängt maßgeblich von der Art der Zementhauptbestandteile ab. Bei einer Analyse der stoffabhängigen Hintergründe sind nicht nur die Gesamtalkaligehalte der Hauptbestandteile, sondern insbesondere deren verfügbarer Alkaligehalt in Betracht zu ziehen. Der Gesamtalkaligehalt stellt nur einen Teilaspekt der Verfügbarkeit dar, entscheidend sind die Kinetik und die Mechanismen der Freisetzung und der Bindung dieser Alkalien in Reaktionsprodukten. Die in dieser Arbeit beschriebenen Ergebnisse liefern einen Beitrag zur systematischen Analyse dieser Zusammenhänge. Es wurden die Porenlösungen von Zementen verschiedener Zementhauptbestandteile bzw. Zusatzstoffe in Abhängigkeit vom Hydrationsalter untersucht. Die bilanzierende Auswertung zeigte, dass Hüttensande nur unwesentlich Alkalien zur Porenlösung beisteuern und damit den verfügbaren Alkaligehalt dauerhaft nahezu proportional zum Anteil des ausgetauschten Klinkers senken. Steinkohlenflugasche verhält sich bis zu einem Hydrationsalter von 28 Tagen ähnlich, bindet jedoch darüber hinaus bei weiter fortschreitender Hydratation Alkalien in die Reaktionsprodukte ein. Eine noch stärkere Einbindung ist bei Verwendung von Silicastaub schon sehr früh vorhanden. Hier zeichnet sich jedoch ab, dass diese Bindung nicht dauerhaft stabil ist. Mit zunehmender Hydrationsdauer wird ein Teil der zunächst gebundenen Alkalien wieder freigesetzt.

Abstract

The risk of a damaging alkali-silica reaction when using alkali-sensitive aggregates can be suppressed, or kept to a low level, by using suitable cements. Their action is based principally on lowering the quantity of available alkalis, and depends to a critical extent on the nature of the main cement constituents. In an analysis of the material background it is necessary to consider not only the total alkali contents of the main constituents but also the levels of available alkalis. The total alkali content represents only one aspect of the availability; the kinetics and the mechanisms of release and fixation of these alkalis in reaction products are crucial. The results described in this work provide a contribution to the systematic analysis of these relationships. The pore solutions of cements with differing main cement constituents and additions were examined as a function of the age of hydration. Evaluation of the material balances showed that blastfurnace slags make only an insignificant contribution of alkalis to the pore solutions, so there is a permanent drop in the available alkali content which is virtually proportional to the amount of clinker replaced. Coal fly ash exhibits a similar behaviour up to a hydration age of 28 days, but beyond that it fixes alkalis in the reaction products as the hydration progresses further. Even greater fixation occurs at a very early stage with the use of silica fume. It is apparent here, however, that this fixation is not permanently stable. Some of the initially combined alkalis are released again with increasing hydration time.

1 Einleitung

1.1 Aktueller Bezug

Werden alkaliempfindliche Zuschläge eingesetzt, muss unter gewissen Voraussetzungen, wie z.B. hoher Feuchtigkeit und Alkalizufuhr von außen, ein Zement mit niedrigem wirksamen Alkaligehalt (NA-Zement) eingesetzt werden.

NA-Zemente sind in DIN 1164 genormt. Nach umfangreichen Untersuchungen wurde 1999 die Palette der NA-Zemente um Portlandhüttenzement mit bis zu 49 % Hüttensand [S] erweitert (siehe Tafel 1), da die Alkalien der Hüttensande sich nicht oder nur in sehr untergeordnetem Maße an der Alkalireaktion beteiligen.

Für die Auslösung einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion ist nicht der Gesamtalkaligehalt eines Zements entscheidend, sondern der in der Porenlösung verfügbare Anteil. Es ist bekannt und diente als Basis für die Festlegungen aus Tafel 1, dass der verfügbare Alkalianteil von hüttensandhaltigen Zementen bei gleichem Gesamtalkaligehalt geringer ist als der von Portlandzement.

Steinkohlenflugasche nach DIN EN 450 setzt ebenso wie Hüttensand ihre Alkalien nur in eingeschränktem Umfang frei.

1 Introduction

1.1 Present situation

Where alkali-sensitive aggregates are used and certain conditions are met, such as high humidity and external supply of alkali, a cement must be used which has a low effective alkali content (low-alkali cement).

Low-alkali cements are standardized in DIN 1164. Following extensive investigations, the range of low-alkali cements was expanded in 1999 to include Portland slag cement containing up to 49 % blastfurnace slag [S] (see Table 1), since the alkalis in blastfurnace slags take part only to a very minor extent, if at all, in the alkali reaction.

Critical to the initiation of an alkali-silica reaction is not the total alkali content of a cement but rather the fraction that is available in the pore solution. It is known, and indeed served as the basis for the specifications from Table 1, that the available alkali fraction of cements containing blastfurnace slag is lower than that of Portland cement with the same total alkali content.

Darüber hinaus ist bekannt, dass Silicastaub zu einer Verringerung des Alkaliangebots in der Porenlösung führt [4]. Die langfristige Wirkung des Silicastaubs ist jedoch zzt. noch umstritten und wird insbesondere durch neuere Untersuchungen in Frage gestellt [10].

Die grundlegenden Wechselwirkungen, die zu einer Alkalibindung bzw. Freisetzung durch verschiedene Zementbestandteile führen, sind noch weitgehend ungeklärt. Um weitere Zemente mit NA-Eigenschaften zu entwickeln, müssen die grundlegenden Reaktionsmechanismen zwischen der Porenlösung und den verschiedenen Zementbestandteilen wesentlich besser verstanden werden.

1.2 Voraussetzungen für eine schädigende Alkali-Kieselsäure-Reaktion

In den meisten Betonen läuft eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion ab, ohne das Betongefüge zu beeinträchtigen. Zu einer Schädigung kommt es nur bei Zusammentreffen einiger ungünstiger Voraussetzungen. Das Ausmaß und der Ablauf der Reaktion hängen von der Menge, Porosität und Korngröße der alkaliempfindlichen Zuschlagbestandteile, dem Alkaligehalt der Porenlösung und dem Feuchteangebot im Beton ab [12].

Der grundsätzliche Reaktionsablauf ist weitgehend bekannt und u.a. in [12] beschrieben. In Bild 1 ist der Ablauf vereinfacht dargestellt. Die reaktionsfähige Kieselsäure des Zuschlags wird in stark alkalischen Lösungen zu einem quellfähigen Alkalisilikatgel umgesetzt. Innerhalb des Zuschlagkorns baut sich bei Wasseraufnahme ein Quelldruck auf, der bei Überschreiten der Zugspannung des Zuschlags zur Rissbildung führt. Die Wirkung des Gels hängt u.a. von der Porosität des Zuschlags ab. Bei dichten Zuschlägen können bereits geringe Gelmengen zur Rissbildung führen. In porösen Zuschlägen werden die Reaktionsprodukte hingegen zunächst in den Poren abgelagert. Druck baut sich erst dann auf, wenn der Porenraum vollständig gefüllt ist. So wurden in einigen Untersuchungen z.T. von innen vollständig umgesetzte Zuschläge beobachtet [12, 5]. Aber nicht nur die Gelmenge, sondern auch die Viskosität des Gels, die je nach Zusammensetzung und Lagerungstemperatur variiert, beeinflussen den Reaktionsablauf [11, 6].

Als angreifendem Medium, Träger des Reaktionspartners und Feuchtelieferant kommt der Porenlösung und ihrer Zusammensetzung bei der Reaktion eine entscheidende Bedeutung zu. Bei der Porenlösung von Zementstein handelt es sich um eine hochkon-

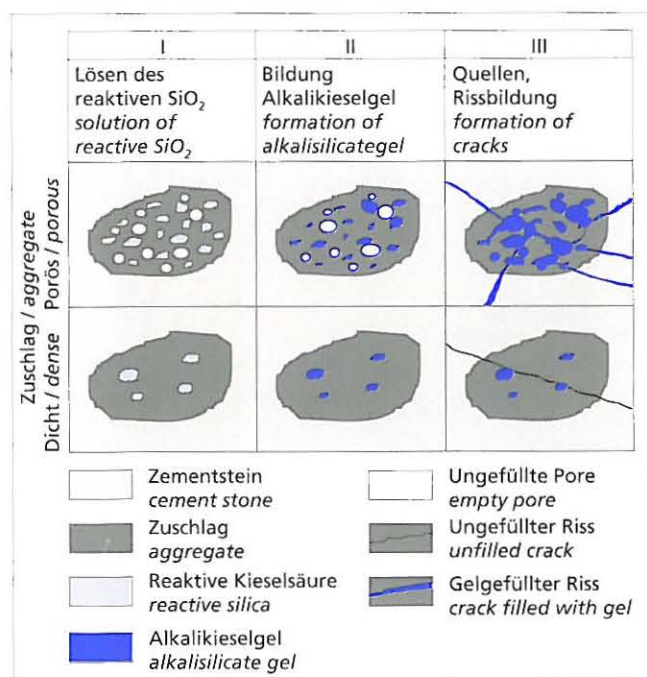


Bild 1: Schematischer Ablauf der Alkali-Kieselsäure-Reaktion in porösen und dichten Zuschlägen
Figure 1: Diagram of the progress of the alkali-silica reaction in porous and dense aggregates

Tafel 1: NA-Zemente nach DIN 1164

Table 1: Low-alkali cements conforming to DIN 1164

[Na₂O-Äqu. = Na₂O + 0,658 · K₂O]

Fassung/version Oktober 1994	Änderung A1/modification A1 Januar 1999
alle Zemente/all cements Na ₂ O-Äqu. ≤ 0,60 %	
	Portlandhüttenzement Portland slag cement CEM II/B-S: 21 % ≤ S ≤ 35 % Na ₂ O-Äqu. ≤ 0,70 %
Hochofenzement Blastfurnace cement CEM III/A: S ≥ 50 % Na ₂ O-Äqu. ≤ 1,10 % CEM III/B: S ≥ 66 % Na ₂ O-Äqu. ≤ 2,00 %	Hochofenzement Blastfurnace cement CEM III/A: 36 % ≤ S ≤ 49 % Na ₂ O-Äqu. ≤ 0,95 %

Like blastfurnace slag, coal flyash to DIN EN 450 releases only some of its alkalis. It is also known that silica fume results in a reduction in the supply of available alkali in the pore solution [4]. However, the long-term effect of silica fume is presently still at issue and is being questioned as a result, in particular, of recent investigations [10].

The fundamental interactions which lead to binding and/or release of alkali by different cement components are still largely unresolved. The development of additional cements having low-alkali properties requires a much deeper understanding of the fundamental reaction mechanisms between the pore solution and the various cement components.

1.2 The conditions under which damaging alkali-silica reaction occurs

In the majority of concretes, alkali-silica reaction (ASR) proceeds without affecting the internal structure of the concrete. Damage occurs only when a number of adverse circumstances come together. The extent and course of the reaction depend on the amount, porosity and particle size of the alkali-sensitive aggregates, on the alkali content of the pore solution and on the availability of moisture in the concrete [12].

The basic reaction procedure is well known and is described, inter alia, in [12]. Figure 1 gives a simplified depiction of the reaction. In highly alkaline solutions, the reactive silica of the aggregate is converted into a swellable alkali silicate gel. The particles of aggregate absorb water, creating within them a swelling pressure which, if it exceeds the tensile strength of the aggregate, will lead to cracking. One of the parameters determining the effect of the gel is the porosity of the aggregate. In dense aggregates, even small amounts of gel may cause cracking. In porous aggregates, on the other hand, the reaction products are initially laid down on the pores. Pressure only starts to build up when all of the pore volume has been filled. Accordingly, some studies have observed aggregates in which complete reaction has occurred, in some cases from the inside [12, 5]. However, it is not only the amount of gel but also its viscosity, which varies with composition and storage temperature, that influence the course of the reaction [11, 6].

As the attacking medium, the vehicle for the reactant species, and the supply of moisture, the pore solution and its composition is critical to the reaction. The pore solution of hardened cement comprises a highly concentrated alkali metal hydroxide solution with pH of more than 13. The alkalis originate predominantly from the cement. However, additives, admixtures, external factors such as de-icers, and to a smaller extent the aggregate as well, may contribute to the alkali content of the pore solution.

The contribution made by the individual cement components depends primarily on their reactivity and on the way in which the alkalis they contain are bonded. In Portland cement clinker, typically between 60 % and 80 % of the alkalis are in the form of sulphates, this being referred to as the degree of sulphation of the alkalis [16]. The remainder is incorporated in the clinker phases.

zentrierte Alkalihydroxidlösung mit pH-Werten von mehr als 13. Die Alkalien stammen überwiegend aus dem Zement. Aber auch Zusatzstoffe, Zusatzmittel, äußere Einflüsse wie z.B. Taumittel und zu einem geringen Anteil auch der Zuschlag können zum Alkaligehalt der Porenlösung beitragen.

Der Beitrag der einzelnen Zementbestandteile hängt in erster Linie von ihrer Reaktivität und der Bindungsart der enthaltenen Alkalien ab. Im Portlandzementklinker liegen in der Regel zwischen 60 % und 80 % der Alkalien in Form von Sulfaten vor, was als Sulfatisierungsgrad der Alkalien bezeichnet wird [16]. Der Rest ist in die Klinkerphasen eingebaut. Während die Alkalisulfate sehr schnell nach dem Anmachen in Lösung gehen, können die in den Klinkermineralen enthaltenen Alkalien erst bei deren Reaktion freigesetzt werden. Bei Hüttensand und Steinkohlenflugasche sind mehr als 90 % der Alkalien in die Glasmatrix eingebaut [2]. Erst wenn das Glas angegriffen wird, also bei Einsetzen der latent-hydraulischen oder puzzolanischen Reaktion, kann dieser Anteil freigesetzt werden. Der Gesamtalkaligehalt jedes Zementbestandteils kann also nur dann als mobilisierbar betrachtet werden, wenn man von seiner vollständigen Umsetzung ausgeht.

Die Zusammensetzung der Porenlösung resultiert aber nicht nur aus den beschriebenen Lösungsvorgängen. Parallel dazu werden Alkalien in die neu gebildeten Produkte eingebaut und stehen damit nicht mehr als Reaktionspartner zur Verfügung. Die Neigung der CSH-Phasen Alkalien zu binden variiert mit ihrer stöchiometrischen Zusammensetzung. Bei der puzzolanischen und latent-hydraulischen Reaktion werden CSH-Phasen gebildet, die kalkärmer sind als die des Portlandzements. Im Allgemeinen wird von einer verstärkten Alkalibindung an diese Phasen ausgegangen [1, 9, 13, 14, 15]. Aber auch bei Portlandzement befinden sich nicht die gesamten Alkalien in der Porenlösung [3, 8]. Eine exakte Lokalisierung der gebundenen Alkalien in den Hydratationsprodukten ist jedoch u.a. aufgrund der schwachkristallinen Ausbildung der CSH-Phasen nur sehr schwer und bislang nur auf indirektem Weg möglich. Darüber hinaus ist nicht bekannt, ob die Alkalien dauerhaft in oder an die Hydratationsprodukte gebunden sind, oder ob sie unter bestimmten Einflüssen wie z.B. einer Karbonatisierung wieder freigesetzt werden und so erneut für eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion zur Verfügung stehen.

Um einer schädigenden Alkali-Kieselsäure-Reaktion wirksam vorzubeugen, ist es notwendig, die grundlegenden chemisch-mineralogischen Zusammenhänge, die zu einer Alkalibindung oder -freisetzung führen, zu kennen. Ziel der im Folgenden vorgestellten Untersuchungen war es, den Einfluss von Hüttensand, Steinkohlenflugasche und Silicastaub auf den Alkaligehalt der Porenlösung zu beurteilen. Die Daten dienen als Basis, zwischen dem Gesamt- und dem verfügbaren Alkaligehalt eines Zements zu unterscheiden. Gegenstand weiterer Untersuchungen ist es, die Bindungsformen der Alkalien genauer zu erfassen.

2 Versuche

2.1 Versuchsprogramm

Als Ausgangsstoffe wurden zwei Klinker, drei Hüttensande, zwei Steinkohlenflugaschen und ein Silicastaub verwendet. Die Klinker (K1, K2), die sich hauptsächlich in ihrem Gesamtalkaligehalt unterscheiden, wurden auf eine Feinheit von $3\,700 \pm 100 \text{ cm}^2/\text{g}$ nach Blaine aufgemahlen. Die verwendeten Hüttensande stammen von einem deutschen (HSM1) und zwei europäischen Hochofenstandorten (HSM2, HSM3). Sie unterscheiden sich deutlich in ihrem Verhältnis CaO/SiO_2 , ihrem Al_2O_3 -Gehalt und Na_2O -Äquivalent. Sie wurden auf eine Feinheit von $3\,500 \pm 100 \text{ cm}^2/\text{g}$ gemahlen. Die Steinkohlenflugaschen (SFA) stammten aus Kraftwerken mit Trockenfeuerung. Sie entsprachen den Anforderungen nach DIN EN 450. Ihre Feinheit betrug $3\,900 \pm 100 \text{ cm}^2/\text{g}$. SFA 1 repräsentiert eine Flugasche mit mittlerem Alkaligehalt, SFA 2 eine Flugasche mit hohem Alkaligehalt. Der Silicastaub (MS) wurde dem Zement in unkompaktierter Form zugesetzt. Die chemische Zusammensetzung aller Ausgangsstoffe wurde mittels Röntgenfluoreszenzanalyse bestimmt und ist in Tafel 2 aufgeführt.

Aus den Ausgangsstoffen wurden Zemente in unterschiedlichem Mischungsverhältnis hergestellt. Wie der Übersicht in Tafel 3 zu entnehmen ist, wurden dabei auch Zusammensetzungen

While the alkali sulphates dissolve very quickly after batching, the alkalis present in the clinker minerals may not be released until the minerals react. In blastfurnace slag and coal flyash, more than 90 % of the alkalis are incorporated in the glass matrix [2]. Only when the glass is attacked, i.e. when the latent hydraulic reaction or pozzolanic reaction is initiated, can this fraction be released. The total alkali content of any cement component, therefore, can only be considered to be mobile when its complete reaction is assumed.

The composition of the pore solution, however, is not just a result of the dissolution processes described above. In parallel with these processes, alkalis are being incorporated into the newly formed products and hence are no longer available as reactants. The propensity of the CSH phases to bind alkalis varies with their stoichiometric composition. In the pozzolanic and latent hydraulic reactions, CSH phases are formed which have a lower lime content than their counterparts in Portland cement. In general, the assumption is that the binding of alkali to these phases will be increased [1, 9, 13, 14, 15]. Even in Portland cement, however, not all of the alkalis are present in the pore solution [3, 8]. Precise location of the bound alkalis in the hydration products, however, is very difficult, owing among other things to the poorly crystalline formation of the CSH phases, and to date has been possible only by indirect methods. In addition, it is unknown whether the alkalis are permanently bound in or to the hydration products or whether under the influence of certain factors, such as carbonation, for example, they might be released again and so be available once more for an alkali-silica reaction.

Effective prevention of damaging ASR requires a knowledge of the fundamental mineralogical chemistry which leads to the binding or release of alkali. The objective of the studies presented below was to assess the influence of blastfurnace slag, coal flyash and silica fume on the alkali content of the pore solution. The data form a basis for distinguishing between the total and the available alkali content of a cement. The gaining of more precise knowledge about the forms in which the alkalis are bound will be the subject of further studies.

2 Experiments

2.1 Experimental programme

The starting materials used were two clinkers, three blastfurnace slags, two hard coal flyashes, and one silica fume. The clinkers (C1, C2), which differ primarily in their total alkali content, were ground to a Blaine fineness of $3\,700 \pm 100 \text{ cm}^2/\text{g}$. The blastfurnace slags used originated from one German site (GGBS1) and two other European sites (GGBS2, GGBS3). They showed marked differences in their CaO/SiO_2 ratio, their Al_2O_3 content and their Na_2O equivalent. They were ground to a fineness of $3\,500 \pm 100 \text{ cm}^2/\text{g}$. The hard coal flyashes (CFAs) came from power stations with dry firing. They met the requirements of DIN EN 450. Their fineness was $3\,900 \pm 100 \text{ cm}^2/\text{g}$. CFA 1 was a flyash of moderate alkali content, CFA 2 a flyash of high alkali content. The silica fume (MS) was added to the cement in uncompacted form. The chemical composition of each starting material was analysed by X-ray fluorescence and is set out in Table 2.

Cements were mixed from the starting materials in different proportions. As can be seen from the overview in Table 3, it included compositions which are outside normal practice. For comparison, clinkers C1 and C2 were made up into reference Portland cements, called P1 and P2 below. Each of the cements was adjusted to a total SO_3 content of 3.0 % by mass by adding a constant sulphate carrier mixture (70/30: hemihydrate/anhydrite).

To determine the progress of hydration and for the extraction experiments, cement pastes having a water/solids value of 0.50 were packed into polyethylene bottles and stored at 20°C until the time of testing.

3 Investigation techniques

3.1 Investigation of the progress of hydration

In order to determine the free and bound water, the test specimens (hardened cement with water/cement = 0.50) were comminuted at the time of testing to particles smaller than 0.5 cm^3 , dried to constant weight at 105°C and then calcined at 850°C . The

Tafel 2: Chemische Zusammensetzung der Ausgangsstoffe
Table 2: Chemical composition of the starting materials

	Klinker Clinker		Hüttensandmehl Ground granulated blastfurnace slag			Steinkohlenflugasche Hard coal fly ash		Silica- staub Silica fume
Element	K1	K2	HSM1	HSM2	HSM3	SFA1	SFA2	MS
	M.-% (glühverlusthaltig) / wt.-% (including LOI)							
SiO ₂	21,1	20,7	34,6	30,4	38,5	47,2	47,0	89,5
Al ₂ O ₃	5,99	5,64	12,1	16,1	9,49	30,8	26,0	0,43
Fe ₂ O ₃	2,88	3,17	0,58	1,25	1,60	8,00	10,6	3,87
CaO	65,8	66,2	42,6	38,0	36,8	4,39	5,28	1,30
MgO	1,54	1,47	7,54	10,3	8,49	1,36	2,65	1,03
K ₂ O	0,95	1,22	0,38	0,39	1,25	1,65	3,52	0,38
Na ₂ O	0,14	0,19	0,29	0,41	0,41	0,60	0,64	0,49
Na ₂ O _{Aqu.}	0,77	0,99	0,54	0,67	1,23	1,69	2,96	0,74

berücksichtigt, die über das in der Praxis übliche Maß hinausgehen. Zum Vergleich wurden aus den Klinkern K1 und K2 Referenz-Portlandzemente hergestellt, die im Folgenden Z1 und Z2 genannt werden. Alle Zemente wurden durch Zugabe eines konstanten Sulfatträgergemischs (70/30: Halbhydrat/Anhydrit) auf einen Gesamt-SO₃-Gehalt von 3,0 M.-% eingestellt.

Für die Bestimmung des Hydratationsfortschritts und die Auspressversuche wurden Zementleime mit einem Wasser-Feststoff-Wert von 0,50 in Polyethylenflaschen abgefüllt und bis zum Prüftermin bei 20 °C gelagert.

3 Untersuchungsverfahren

3.1 Untersuchung des Hydratationsfortschritts

Zur Bestimmung des freien und gebundenen Wassers wurden die Prüfkörper (Zementstein mit w/z = 0,50) zum Prüftermin auf Körner kleiner 0,5 cm¹ zerkleinert, bei 105 °C bis zur Gewichtskonstanz getrocknet und anschließend bei 850 °C gegläht. Das chemisch gebundene Wasser wurde aus der Gewichts-differenz zwischen den Massen bei 105 °C und 850 °C berechnet.

Neben dem Anteil an gebundenem Wasser kann die Menge an Calciumhydroxid (Ca(OH)₂) als Maß für den Hydratationsgrad und den Ablauf der puzzolanischen Reaktion herangezogen werden. Bei der Hydratation der Calciumsilikate des Klinkers wird Ca(OH)₂ abgespalten. Im Portlandzementstein nimmt daher mit steigendem Hydratationsgrad der Ca(OH)₂-Anteil zu. Bei der puzzolanischen Reaktion wird Ca(OH)₂ verbraucht. Durch Bestimmen des Verbrauchs im Vergleich zum Portlandzement können daher Aussagen über den Verlauf der puzzolanischen Reaktion getroffen werden.

3.2 Gewinnung und Analyse der Porenlösung

Mit einer maximalen Last von 3 000 kN wurde die Porenlösung in verschiedenen Hydratationsstadien mit der in Bild 2 dargestellten Auspressvorrichtung aus dem erhärteten Zementstein gepresst. Das Verfahren ist in [7] ausführlich beschrieben. Um die aus der Lösung mitgerissenen Zementpartikel zu entfernen, wurden die Lösungen direkt nach dem Auspressen durch einen Teflon-Membranfilter (0,45 µm) filtriert und anschließend mit Argon überspült.

4 Ergebnisse

4.1 Veränderung der Porenlösung durch Austausch des Klinkers

Die Löslichkeit der reaktiven Kieselsäure und damit das Gefährdungspotential durch eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion steigt mit zunehmender Alkalikonzentration der Porenlösung. Wie die in Bild 3 dargestellten Ergebnisse zeigen, verändert sich diese maßgeblich in Abhängigkeit von der Zementzusammensetzung. Das Bild vergleicht den zeitlichen Verlauf der Natrium- und Kaliumkonzentration von Porenlösungen des Referenzzements mit

chemisch bound water was calculated from the weight difference between the masses at 105 °C and 850 °C.

In addition to the fraction of bound water, the amount of calcium hydroxide (Ca(OH)₂) can be used as a measure of the degree of hydration and the progress of the pozzolanic reaction. Hydration of the calcium silicates in the clinker is accompanied by elimination of (Ca(OH)₂). In hardened Portland cement, therefore, the (Ca(OH)₂) fraction goes up as the degree of hydration increases. In the pozzolanic reaction, (Ca(OH)₂) is consumed. By determining the consumption in comparison

with the Portland cement, therefore, it is possible to draw conclusions on the extent of the pozzolanic reaction.

3.2 Recovery and analysis of the pore solution

Under a maximum load of 3 000 kN, the pore solution was pressed from the hardened cement at various stages of hydration, using the extraction device illustrated in Figure 2. The technique is described in detail in [7]. In order to remove the entrained cement particles, the solutions were filtered through a Teflon membrane filter (0.45 µm) immediately after extraction and then flushed with argon.

4 Results

4.1 Changes to the pore solution from replacing the clinker

The solubility of the reactive silica and thus the potential risk from an alkali-silica reaction goes up as the alkali concentration of the pore solution increases. As the results set out in Figure 3 show, this concentration changes substantially depending on the composition of the cement. The picture compares change over time in the sodium and potassium concentrations of pore solutions of the reference cement with clinker C1 (Portland cement P1) and of the cements in which 40 % by mass of the clinker was replaced by blastfurnace slag or hard coal flyash, or 15 % by mass by silica fume. Irrespective of the cement composition, the alkali concentration of the pore solution rises strongly during the first 7 days, a fact attributable to the dissolution of the alkali metal sulphates and the rapidly progressing initial reactions. Because of the composition of the starting materials (cf. Table 2), the potassium concentration of the pore solution is substantially higher than the sodium concentration.

The highest alkali concentration is possessed by the pore solution of the reference Portland cement P1. After 7 days, it reaches

Tafel 3: Zusammensetzung der verwendeten Zemente
Table 3: Composition of the cements used

	Zement cement	
Bestandteil component	mit K1	mit K2
	Anteil des Bestandteils in M.-% part of component in wt.-%	
HSM1	20, 40, 80	40
HSM2	40	40
HSM3	40	40
SFA1	20, 40, 60	40
SFA2	40	–
MS	5, 10, 15	10

Klinker K1 (Portlandzement Z1) und der Zemente, bei denen 40 M.-% des Klinkers gegen Hüttensand oder Steinkohlenflugasche bzw. 15 M.-% gegen Silicastaub ausgetauscht wurden. Unabhängig von der Zementzusammensetzung steigt die Alkalikonzentration der Porenlösung während der ersten sieben Tage stark an, was auf das Lösen der Alkalisulfate und die schnell ablaufenden Anfangsreaktionen zurückzuführen ist. Aufgrund der Zusammensetzung der Ausgangsstoffe (vgl. Tafel 2), ist die Kaliumkonzentration in der Porenlösung wesentlich höher als die Natriumkonzentration.

Die höchste Alkalikonzentration weist die Porenlösung des Referenz-Portlandzements Z1 auf. Nach 7 Tagen erreicht sie ein Konzentrationsniveau von etwa 600 mmol/l Kalium und 120 mmol/l Natrium, das bis zu einem Jahr nahezu unverändert bleibt. Durch den Austausch von Klinker gegen andere Bestandteile wird insbesondere die Kaliumkonzentration deutlich verringert. Bis zu einem Alter von 28 Tagen weisen der hüttensandhaltige und steinkohlenflugaschehaltige Zement eine in etwa gleich hohe Kaliumkonzentration auf. In höherem Alter sinkt die Konzentration des flugaschehaltigen Zements, während die des hüttensandhaltigen Zements in etwa auf demselben Niveau bleibt. Trotz des verhältnismäßig geringen Gehalts von nur 15 M.-% wird die Alkalikonzentration der Porenlösung am stärksten durch den Einsatz von Silicastaub reduziert.

Die zeitliche Entwicklung der Natriumkonzentration der Porenlösung entspricht der oben beschriebenen. Es fällt jedoch auf, dass die Natriumkonzentration des hüttensandhaltigen Zements in etwa genauso hoch ist wie die des Referenzzements. Hingegen ist bei den puzzolanhaltigen Zementen auch die Natriumkonzentration deutlich vermindert. Zurzeit liegen keine gesicherten Erkenntnisse über eine unterschiedliche Wirkung von Natrium oder Kalium auf die Alkali-Kieselsäure-Reaktion vor. Daher wird der Alkaligehalt im Folgenden zum Na_2O -Äquivalent zusammengefasst betrachtet.

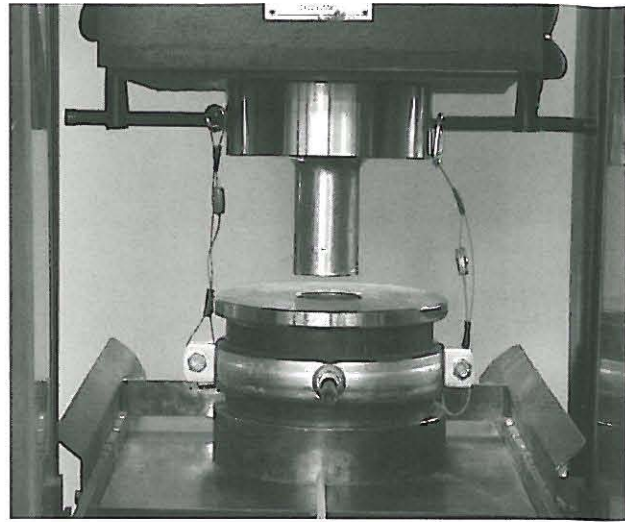


Bild 2: Auspressvorrichtung

Figure 2: Device for expressing pore solutions

a level of about 600 mmol/l potassium and 120 mmol/l sodium, which remains virtually unchanged for up to one year. By replacing clinker with other components, the potassium concentration in particular is markedly reduced. Up to an age of 28 days, the blastfurnace slag cement and the coal flyash cement have approximately the same concentration of potassium. As they age further, the concentration of the flyash cement falls while that of the blastfurnace slag cement remains at roughly the same level. Despite the relatively low amount of just 15 % by mass, the greatest reduction in alkali concentration in the pore solution is brought about by the use of silica fume.

The change in the sodium concentration of the pore solution over time mirrors the situation described above. It is, however, evident that the sodium concentration of the blastfurnace slag cement is approximately the same as that of the reference cement. With the pozzolanic cements, on the other hand, the sodium concentration as well is markedly reduced. At the present time, there have been no reliable findings concerning any difference in the effects of sodium and potassium on the alkali-silica reaction. In the text below, therefore, the alkali content is considered collectively in the form of the Na_2O equivalent.

4.2 Consideration of the water content

Dissolution reactions and binding reactions cannot be followed directly from the solution concentration. The reason for this is illustrated in Figure 4. The concentration of a solution is generally defined as the amount of a dissolved substance in a given amount of solution. In the course of hydration, water is incorporated into the reaction products. This reduces the fraction of free water and, respectively, of the pore solution. Even with a constant amount of dissolved ions, consequently, the solution concentration goes up. On the other hand, a reduction in the dissolved alkali content may remain unnoticed if the amount of water is reduced at the same time. On this basis, therefore, it is not possible to compare the dissolved alkali fraction of different cements which differ in their degree of hydration and hence also in their free water content. This effect can, however, be eliminated arithmetically by relating the dissolved alkali content to the solids while taking into account the free water content. In the text, below therefore, only data related to the sum of the solids before the beginning of hydration, and converted, are discussed.

4.3 Availability of the alkalis from Portland cement

In order to assess the effect of blastfurnace slag and of pozzolana on the available amount of alkali, it is necessary to know the contribution made by the clinker and by the Portland cement. Figure 5 shows the alkali fraction dissolved in the pore solution – expressed as Na_2O equivalent – of Portland cements with different

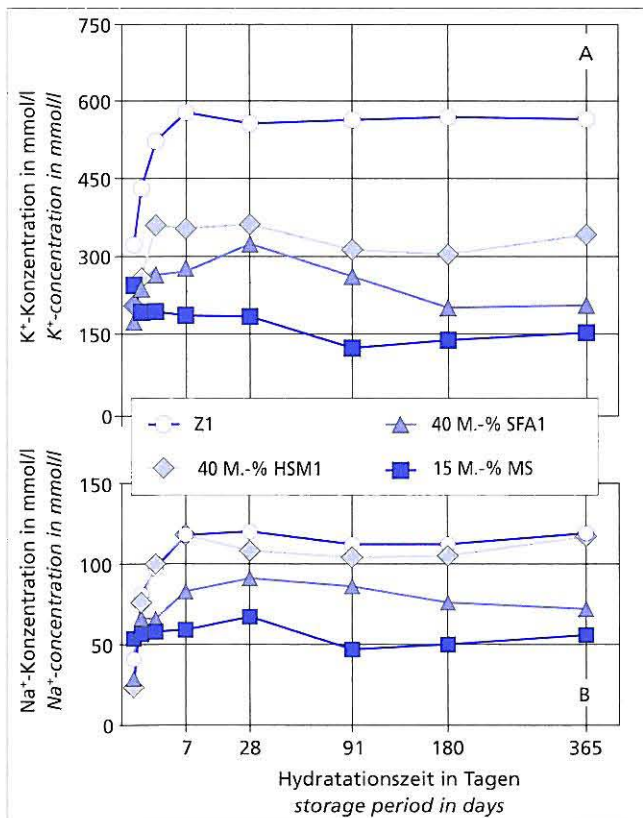


Bild 3: Zeitliche Entwicklung der Alkalikonzentration der Porenlösung verschiedener Zemente; A: Kalium, B: Natrium

Figure 3: Change with time of the alkali concentration of the pore solution in different cements; A: potassium, B: sodium

4.2 Berücksichtigung des Wassergehalts

Lösungs- und Bindungsreaktionen lassen sich anhand der Lösungskonzentration nicht unmittelbar verfolgen. Die Begründung hierfür verdeutlicht Bild 4. Die Konzentration einer Lösung ist generell definiert als die Menge eines gelösten Stoffes in einer gegebenen Lösungsmenge. Während der Hydratation wird Wasser in die Reaktionsprodukte eingebaut. Dadurch verringert sich der Anteil an freiem Wasser bzw. der Porenlösung. Auch bei gleichbleibendem Gehalt an gelösten Ionen steigt infolgedessen die Lösungskonzentration an. Andererseits kann eine Verringerung des gelösten Alkaligehalts bei gleichzeitig verringerter Wassermenge unbemerkt bleiben. Auf dieser Basis ist es daher nicht möglich, den gelösten Alkalianteil verschiedener Zemente zu vergleichen, die sich im Hydratationsgrad und damit auch im freien Wassergehalt unterscheiden. Dieser Effekt kann jedoch rechnerisch eliminiert werden, indem der gelöste Alkaligehalt unter Berücksichtigung des freien Wassergehalts auf den Feststoff bezogen wird. Im Folgenden werden daher nur die auf die Summe der Feststoffe vor Beginn der Hydratation bezogenen, umgerechneten Daten diskutiert.

4.3 Verfügbarkeit der Alkalien aus Portlandzement

Um den Einfluss des Hüttensands und der Puzzolane auf das Alkaliangebot zu beurteilen, muss bekannt sein, wie hoch der Beitrag des Klinkers bzw. des Portlandzements ist. In Bild 5 ist der in der Porenlösung gelöste Alkalianteil – ausgedrückt als Na_2O -Äquivalent – von Portlandzementen mit unterschiedlichem Gesamtalkaligehalt nach einer Hydrationszeit von 28 Tagen dargestellt. Die durchgezogene Linie kennzeichnet das durch den Gesamtalkaligehalt des Zements vorgegebene Potential. Alle bestimmten Werte liegen jedoch näherungsweise auf einer Geraden bei etwa 75 % des Gesamtalkaligehalts des jeweiligen Zements. Auch in höherem Alter steigt der gelöste Alkalianteil nicht weiter an. Das bedeutet, dass auch bei Portlandzement bzw. Klinker nicht von einer hundertprozentigen Verfügbarkeit der Alkalien ausgegangen werden kann.

4.4 Einfluss des Hüttensands und der Puzzolane

4.4.1 Beurteilungsgrundlagen

In Bild 6 ist der in der Porenlösung gelöste Alkaligehalt (Na_2O -Äqu.) der Zemente im Alter von 28 und 365 Tagen dargestellt. Die durchgezogene Linie kennzeichnet den Gesamtalkaligehalt des im Zement enthaltenen Klinkers (K1). Übersteigt der gelöste Alkaligehalt diese Linie, muss die Differenz aus den anderen Bestandteilen stammen. Da jedoch auch im Portlandzement nicht alle Alkalien in die Porenlösung gelangen (Bild 5), existiert eine

total alkali contents following a hydration time of 28 days. The solid line characterizes the potential defined by the total alkali content of the cement. All of the values determined, however, are located approximately on a straight line at about 75 % of the total alkali content of the respective cement. Even at higher ages, there is no further increase in the dissolved alkali fraction. The significance of this is that, even in Portland cement and clinker, it is not possible to assume a one hundred per cent availability of the alkalis.

4.4 Effect of the slag and of the pozzolanas

4.4.1 Assessment criteria

Figure 6 shows the amount of alkali (Na_2O eq.) dissolved in the pore solution of cements aged 28 and 365 days. The solid line shows the total alkali content of the clinker (C1) present in the cement. Where the dissolved alkali content climbs above this line, the difference must be due to the other components. However, since even in Portland cement not all of the alkalis enter the pore solution (Figure 5), a grey area exists between the total alkali content of the clinker and its soluble fraction (dashed line); within this area, it is unclear whether any effect is exerted by the slag or pozzolana. Not until the dissolved fraction of the cement lies below this grey area is it possible to state with certainty that there is binding of the alkalis in the reaction products.

Figure 6 shows that the dissolved alkali fraction in principle decreases as the amount of slag or pozzolana goes up. Additionally, the components influence the alkali content of the pore solution in different ways. Whereas the dissolved alkali fraction of the cements containing hard coal flyash goes down markedly between 28 and 365 days, an age-dependent change in the cements containing blastfurnace slag and silica fume cannot be directly ascertained. It emerges very clearly from the figure, however, that the silica fume has a strong alkali-binding effect. In order to assess the effectiveness of individual components in preventing an alkali-silica reaction, it is the long-term alkali binding that is primarily of interest. The text below, therefore, will concentrate on the influence of the different components at an advanced stage of hydration.

4.4.2 Blastfurnace slag

In Figure 6 it can be seen that the dissolved alkali content in the blastfurnace slag cements corresponds approximately to the alkali content of the clinker that is present, after 28 and 365 days. This means that no more than the amount of alkalis originating from the blastfurnace slag is bound into the hydration products. In the light of this, the effect of blastfurnace slags with different initial alkali contents was compared.

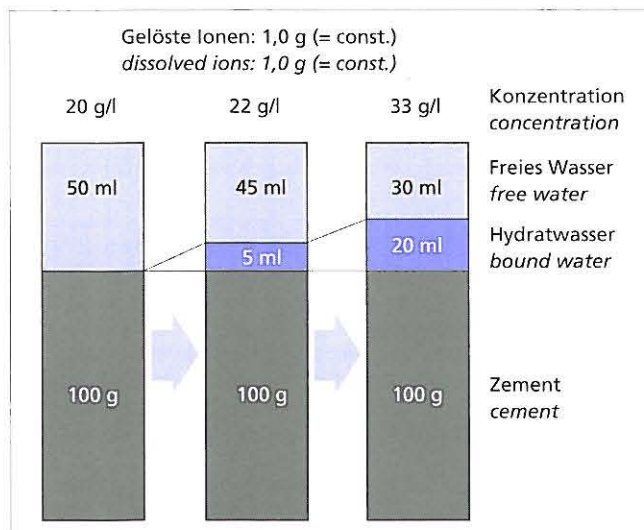


Bild 4: Beispiel für den Einfluss der Veränderung des freien Wassergehalts im Laufe der Hydratation auf die Konzentration
Figure 4: Example of the influence of the change of free water content on the concentration during the course of hydration

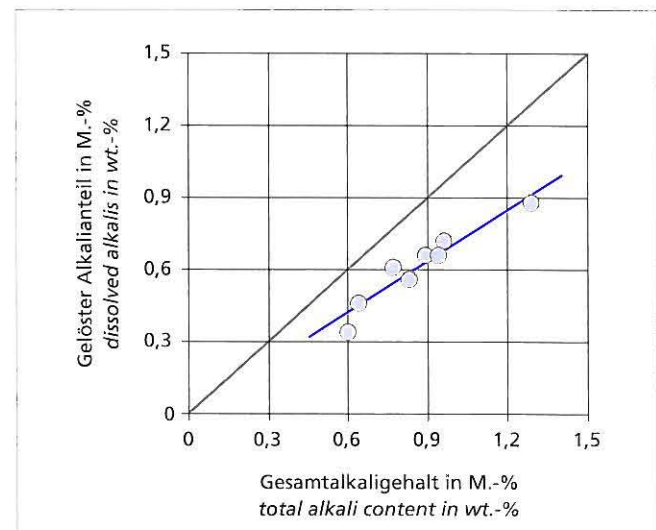


Bild 5: Nach 28 Tagen in der Porenlösung gelöster Alkaligehalt von Portlandzementen mit unterschiedlich hohem Gesamtalkaligehalt (w/z = 0,50)
Figure 5: Dissolved alkali content in the pore solution of Portland cements with differing total alkali contents (w/c = 0.50) after 28 days

Grauzone zwischen dem Gesamtalkaligehalt des Klinkers und dessen löslichem Anteil (gestrichelte Linie), innerhalb der ein Einfluss des Hüttensands bzw. Puzzolans unklar ist. Erst wenn der gelöste Anteil des Zementes unterhalb dieser Grauzone liegt, kann zweifelsfrei auf eine Bindung der Alkalien in den Reaktionsprodukten geschlossen werden.

Bild 6 zeigt, dass der gelöste Alkalianteil grundsätzlich mit zunehmendem Hüttensand- oder Puzzolangehalt abnimmt. Darüber hinaus beeinflussen die Bestandteile den Alkaligehalt der Porenlösung auf verschiedene Art. Während der gelöste Alkalianteil der steinkohlenflugaschehaltigen Zemente zwischen 28 und 365 Tagen deutlich abnimmt, ist bei den hüttensand- und silicastaubhaltigen Zementen eine altersabhängige Veränderung nicht direkt zu erkennen. Ganz eindeutig geht aus dem Bild jedoch die starke alkalibindende Wirkung des Silicastaubs hervor. Um die Wirksamkeit der einzelnen Bestandteile hinsichtlich der Vermeidung einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion zu beurteilen, ist vor allem die langfristige Alkalibindung von Interesse. Im Folgenden wird daher näher auf den Einfluss der verschiedenen Bestandteile in höherem Hydrationsalter eingegangen.

4.4.2 Hüttensand

In Bild 6 ist zu erkennen, dass der gelöste Alkaligehalt in den hüttensandhaltigen Zementen sowohl nach 28 als auch nach 365 Tagen in etwa dem Alkaligehalt des enthaltenen Klinkers entspricht. Das bedeutet, dass in die Hydrationsprodukte nicht mehr als die aus dem Hüttensand stammende Menge an Alkalien gebunden wird. Vor diesem Hintergrund wurde die Wirkung von Hüttensanden mit unterschiedlichem Ausgangsalkaligehalt verglichen.

In Bild 7 ist der gelöste Alkaligehalt hüttensandhaltiger Zemente, bei denen jeweils 40 M.-% des Klinkers (K1) gegen Hüttensand ausgetauscht wurde, dargestellt. Der Balken kennzeichnet den Bereich zwischen dem Gesamtalkaligehalt des im Zement enthaltenen Klinkers und dessen löslichen Alkaligehalt. Bei allen Zementen übersteigt der gelöste Alkalianteil den potentiell aus dem Klinker stammenden Alkaligehalt bis zu einem Alter von 28 Tagen und sinkt danach ab. Dabei ist jedoch der gelöste Alkalianteil von Anfang an wesentlich geringer als der des reinen Portlandzements.

Wie aus dem Bild hervorgeht, ist ein unterschiedlicher Einfluss der Hüttensande festzustellen, der mit ihrem Alkaligehalt korreliert. Eindeutig wird belegt, dass der alkalireichste Hüttensand HSM3 Alkalien zur Porenlösung beisteuert, denn in jedem Alter wird der Alkaligehalt des im Zement enthaltenen Klinkers überschritten. Der gelöste Alkalianteil der anderen hüttensandhaltigen Zemente (HSM1, HSM2) liegt in der „Grauzone“ zwischen dem Gesamtalkaligehalt des Klinkers und dessen löslichem Alkalianteil. In diesen Fällen ist keine Entscheidung möglich, ob die Alkalien ausschließlich aus dem Klinker oder zumindest teilweise aus dem Hüttensand stammen. Es fällt jedoch auf, dass bei allen Zementen der gelöste Alkalianteil zwischen 180 und 365 Tagen wieder ansteigt und z.T. den Alkaligehalt des Klinkers überschreitet. Ob dabei bereits gebundene Alkalien wieder freigesetzt werden oder weitere Alkalien aus dem Hüttensand gelöst werden, kann aufgrund der vorliegenden Untersuchungen nicht entschieden werden. Inwieweit sich diese Tendenzen in Kombination mit einem anderen Klinker mit erhöhtem Alkaligehalt bestätigen ist Gegenstand laufender Untersuchungen. Die bisher vorliegenden Ergebnisse deuten jedoch an, dass bei einem erhöhten Alkaliangebot aus dem Klinker mehr Alkalien in die Reaktionsprodukte eingebunden werden (Abschnitt 4.4.5).

4.4.3 Steinkohlenflugasche

Aus Bild 6 geht hervor, dass Steinkohlenflugasche nach 28 Tagen einen mit Hüttensand vergleichbaren Effekt ausübt. Nach 365 Tagen ist der Alkaligehalt der Porenlösung jedoch unter die Grauzone bzw. den löslichen Alkalianteil des Klinkers gesunken. Hieraus kann auf eine aktive Bindung der Alkalien in den Reaktionsprodukten mit zunehmender Hydrationsdauer geschlossen werden.

Bild 8 verdeutlicht die Zeitabhängigkeit der Einbindung. Der gelöste Alkalianteil sinkt zwischen 28 und 180 Tagen sukzessive. Zwischen 180 und 365 Tagen ist mit Ausnahme des Zements

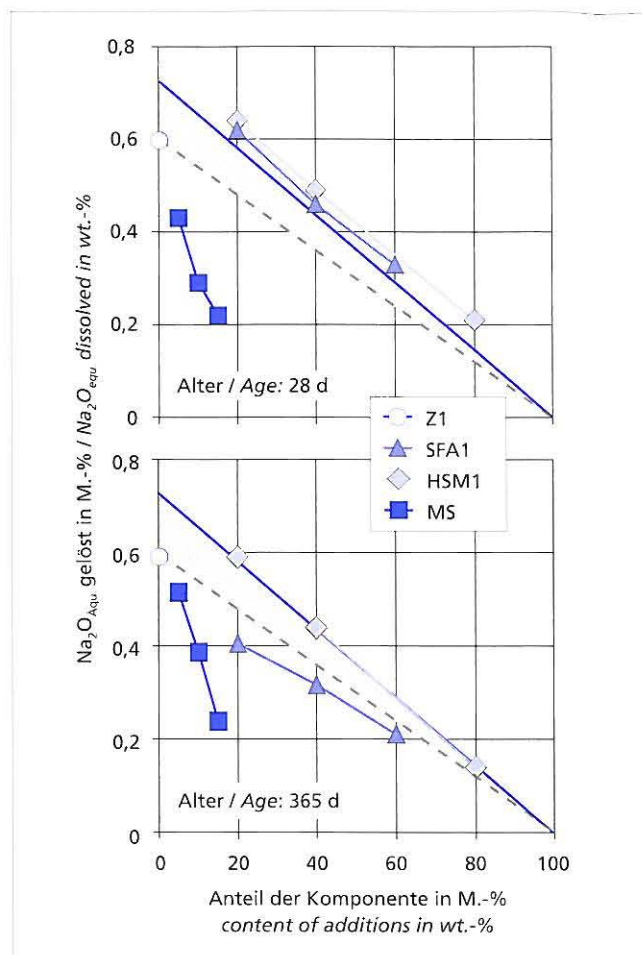


Bild 6: Einfluss der Zementbestandteile auf den gelösten Alkaligehalt
Figure 6: Influence of the cement constituents on the dissolved alkali content

Figure 7 shows the dissolved alkali content of blastfurnace slag cements in each of which 40 % by mass of the clinker (C1) was replaced by blastfurnace slag. The bar shows the region between the total alkali content of the clinker present in the cement and its soluble alkali content. For all of the cements, the dissolved alkali fraction exceeds the alkali content potentially deriving from the clinker, up to an age of 28 days, and falls thereafter. However, the dissolved alkali fraction is much lower from the start than that of the pure Portland cement.

As is evident from the figure, the effect of the blastfurnace slags is different and is correlated with their alkali content. It is unambiguously demonstrated that the slag with the highest alkali content, GGBS3, contributes alkalis to the pore solution, since the alkali content of the clinker present in the cement is exceeded at every age. The dissolved alkali fraction of the other cements containing blastfurnace slags (GGBS1, GGBS2) is situated in the "grey area" between the total alkali content of the clinker and its soluble alkali fraction. In these cases it is impossible to decide whether the alkalis originate exclusively from the clinker or at least partly from the slag. It should, however, be noted that for all of the cements the dissolved alkali fraction rises again between 180 and 365 days and in some cases exceeds the alkali content of the clinker. The present studies do not reveal whether alkalis already bound are being released again here or whether further alkalis from the slag are being dissolved. The extent to which these trends are confirmed in combination with a different clinker, of increased alkali content, is the subject of studies which are presently underway. The results to date, however, indicate that, with an increased supply of available alkali from the clinker, more alkalis are incorporated into the reaction products (section 4.4.5).

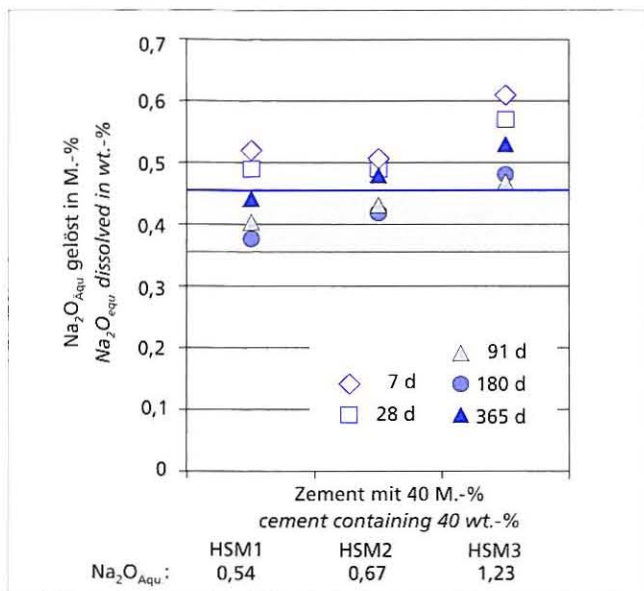


Bild 7: Einfluss verschiedener Hüttensande auf den gelösten Alkaligehalt in Kombination mit Klinker K1; grau unterlegt: Bandbreite zwischen Gesamtalkaligehalt des im Zement enthaltenen Klinkers und löslichem Alkalianteil des Klinkers

Figure 7: Influence of different blastfurnace slags combined with clinker K1 on the dissolved alkali content; the band width between total alkali content of the clinker contained in the cement and the quantity of soluble alkalis in the clinker is marked in grey

mit 60 M.-% Steinkohlenflugasche keine weitere Abnahme festzustellen. Wie sich anhand des $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Verbrauchs nachweisen lässt, fällt die Haupteinbindungsphase mit der Zeit des maximalen Umsatzes durch die puzzolanischen Reaktion zusammen. Daraus kann geschlossen werden, dass die Alkalien vermehrt in die Reaktionsprodukte der puzzolanischen Reaktion eingebaut werden. Denselben zeitlichen Verlauf zeigte auch die Steinkohlenflugasche mit höherem Gesamtalkaligehalt (SFA2). Aus diesen Untersuchungen ging außerdem hervor, dass der Gesamtalkaligehalt der Flugasche den gelösten Alkalianteil nicht beeinflusst.

4.4.4 Silicastaub

Der gelöste Alkalianteil der silicastaubhaltigen Zemente liegt in Bild 6 schon nach 28 Tagen deutlich unter der gestrichelten Linie.

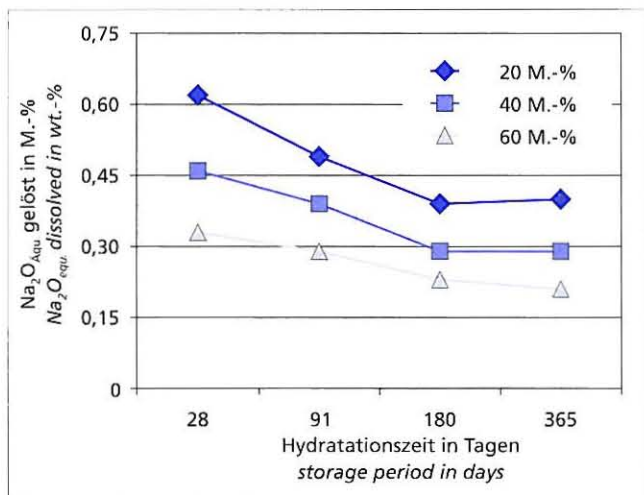


Bild 8: Einfluss von Dosierung und Hydrationsdauer von Steinkohlenflugasche (SFA1) auf den gelösten Alkalianteil in Kombination mit Klinker K1

Figure 8: Influence of the quantity of addition and the hydration time of fly ash (SFA1) combined with clinker K1 on the quantity of dissolved alkali

4.4.3 Hard coal flyash

Figure 6 reveals that the effect exerted by hard coal flyash after 28 days is comparable with that of blastfurnace slag. After 365 days, however, the alkali content of the pore solution has fallen below the grey area and below the soluble alkali fraction of the clinker. This suggests active binding of the alkalis into the reaction products as the period of hydration goes up.

Figure 8 illustrates the incorporation of alkali over time. The dissolved alkali fraction falls successively between 28 and 180 days. Between 180 and 365 days, no further decrease is found except for the cement containing 60 % by mass of coal flyash. As can be demonstrated from the $\text{Ca}(\text{OH})_2$, the principal phase of incorporation coincides with the time of maximum conversion by the pozzolanic reaction. From this it can be concluded that the alkalis are incorporated to an increased extent into the reaction products of the pozzolanic reaction. The same course over time was also shown by the coal flyash with a higher total alkali content (CFA2). These studies also revealed that the total alkali content of the flyash does not affect the dissolved alkali fraction.

4.4.4 Silica fume

In Figure 6, after just 28 days, the dissolved alkali fraction of the silica fume cements is situated well below the dashed line. This shows that the silica fume binds alkalis even at early stages of hydration. At a greater age of hydration, however, there is an at least partial reversal of this trend, as shown in Figure 9 by the plots for dissolved alkali contents of silica fume cements at ages from 28 to 365 days. For all of the cements, an increase in the dissolved alkali content is found. The increase between 180 and 365 days is particularly marked. The increase in the dissolved alkali fraction at a higher age also occurred in combination with the higher-alkali clinker (C2).

Consequently, the amount of available alkali is still in the range below the soluble alkali fraction of the clinker in Figure 6. Evidently, however, the alkalis there are not bonded permanently but instead are successively re-released and are therefore available again, at least in part, for an ASR. At present, unfortunately, there are still no adequate results available from older cement which would allow us to assess the subsequent trend.

4.4.5 Effect in combination with different clinkers

The clinker C1 used for the investigations presented to date had a relatively low alkali content (Table 2). In order to assess the extent to which the effectiveness of blastfurnace slag and pozzolanas depends on the amount of alkali available from the clinker, they were additionally combined with the higher-alkali clinker C2. For all

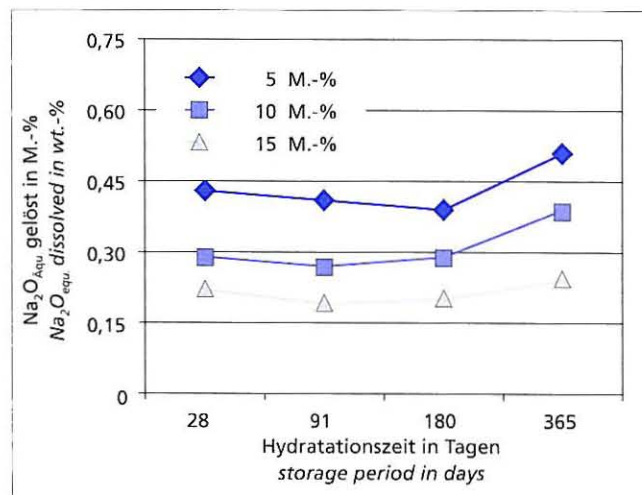


Bild 9: Einfluss von Dosierung und Hydrationsdauer von Silicastaub (MS) auf den gelösten Alkalianteil in Kombination mit Klinker K1

Figure 9: Influence of the quantity of addition and the hydration time of silica fume (MS) combined with clinker K1 on the quantity of dissolved alkalis

Dies zeigt, dass durch den Silicastaub bereits in frühen Hydrationsstadien Alkalien gebunden werden. In höherem Hydrationsalter kehrt sich dieser Trend jedoch zumindest teilweise um, wie die in Bild 9 aufgetragenen gelösten Alkaligehalte silicastaubhaltiger Zemente im Alter von 28 bis 365 Tagen zeigen. Bei allen Zementen ist ein Anstieg des gelösten Alkaligehalts festzustellen. Besonders stark ist die Zunahme zwischen 180 und 365 Tagen. Die Zunahme des gelösten Alkalianteils in höherem Alter trat auch in Kombination mit dem alkalireicheren Klinker (K2) auf.

Damit liegt das Alkaliangebot immer noch im Bereich unterhalb des löslichen Alkalianteils des Klinkers in Bild 6. Offensichtlich sind die Alkalien dort jedoch nicht dauerhaft gebunden, sondern werden sukzessive wieder freigesetzt und stehen damit zumindest teilweise wieder für eine AKR zur Verfügung. Leider stehen bisher noch keine ausreichenden Ergebnisse von älterem Zementstein zur Verfügung, um den weiteren Verlauf beurteilen zu können.

4.4.5 Wirkung in Kombination mit verschiedenen Klinkern

Der für die bisher vorgestellten Untersuchungen verwendete Klinker K1 besaß einen relativ niedrigen Alkaligehalt (Tafel 2). Um zu beurteilen, wie die Wirksamkeit von Hüttensand und Puzzolanen vom Alkaliangebot durch den Klinker abhängt, wurden sie zusätzlich mit dem alkalireicheren Klinker K2 kombiniert. Für alle untersuchten Zementbestandteile ist in frühem Hydrationsstadium eine signifikante Erhöhung des gelösten Alkaligehalts, die in etwa dem erhöhten Alkaliangebot durch den Klinker entspricht, in den Porenlösungen festzustellen. In höheren Hydrationsaltern kommt die erhöhte Bindekapazität der verschiedenen Zementbestandteile stärker zum Tragen. Dabei zeigen sich jedoch systematische Unterschiede in der Wirksamkeit. Das zeigt Bild 10 exemplarisch für die Zemente, bei denen 40 M.-% des Klinkers gegen Hüttensand oder Steinkohlenflugasche bzw. 10 M.-% gegen Silicastaub ausgetauscht wurden, für eine Hydrationsdauer von einem Jahr. Zur Orientierung ist der Gesamt- und der lösliche Alkalianteil des jeweils im Zement enthaltenen Klinkers, also die „Grauzone“ aus Bild 6, als Balken eingezeichnet.

Dem Bild ist zu entnehmen, dass bei hüttensandhaltigen Zementen in Kombination mit dem alkalireichen Klinker (K2) der gelöste Alkalianteil ansteigt. Dabei entspricht die Zunahme nicht der Erhöhung des Alkalipotentials, sondern ist wesentlich geringer. Wie schon in Abschnitt 4.4.1 diskutiert, entspricht der gelöste Alkalianteil in Kombination mit Klinker 1 in etwa dem Gesamtalkaligehalt des Klinkers und liegt damit am oberen Rand der Grauzone. Hingegen stimmt er in Kombination mit dem alkalireichen Klinker 2 etwa mit dem unteren Rand der Grauzone überein. Obwohl offensichtlich weniger Alkalien in der Porenlösung gelöst sind, kann hieraus trotzdem nicht auf eine Bindung in den Reaktionsprodukten geschlossen werden. Die Untersuchungen der Kombination Klinker 2 mit den Hüttensanden HSM2 und HSM3 zeigen eine vergleichbare Tendenz.

Der gelöste Alkalianteil der beiden flugaschehaltigen Zemente unterscheidet sich kaum. Hier findet also in Kombination mit dem alkalireichen Klinker (K2) eine besonders starke Reduzierung statt. Sie beginnt bereits nach 90 Tagen. Der zeitliche Verlauf entspricht somit dem in Abschnitt 4.4.3 beschriebenen. Das bestätigt, dass die Alkalibindung in engem Zusammenhang mit der puzzolanischen Reaktion stehen muss.

Auch bei Silicastaub steigt der gelöste Alkalianteil bei Verwendung des alkalireicheren Klinkers. Offensichtlich wird aber die alkalibindende Wirkung in diesem Fall mit zunehmendem Alkaliangebot besonders verstärkt. Auch bei dem mit K2 hergestellten Zement wird die in Abschnitt 4.4.4 dargestellte Zunahme des gelösten Alkalianteils mit zunehmendem Alter bestätigt. Das bedeutet, es handelt sich nicht um eine dauerhafte Bindung, sondern die Alkalien werden zumindest teilweise nur zeitlich begrenzt in die Reaktionsprodukte eingebaut.

5 Zusammenfassung

Als vorbeugende Maßnahme zur Vermeidung einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion wird in der Literatur die Zugabe von puzzolanischen Betonzusatzstoffen beschrieben. Untersuchungen im Forschungsinstitut haben jedoch gezeigt, dass die Betonzusatzstoffe

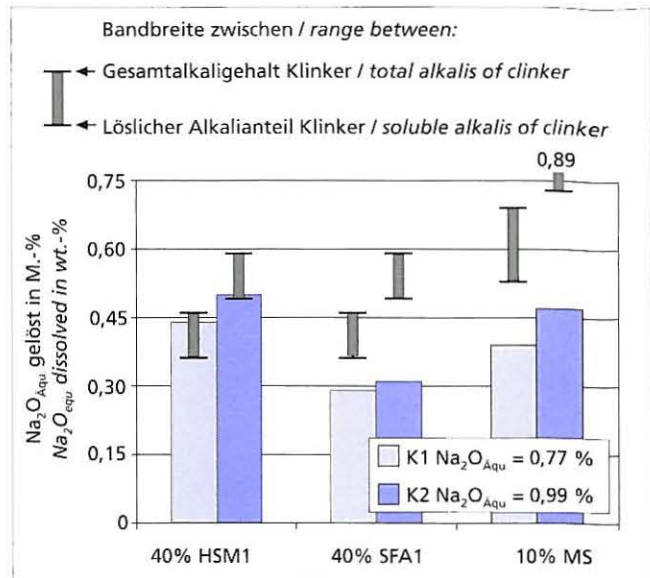


Bild 10: Einfluss des Alkaligehalts des Klinkers auf den gelösten Alkalianteil verschiedener Zemente (Hydrationsdauer: 365 d)

Figure 10: Influence of the alkali content of the clinker on the quantity of dissolved alkalis from different cements (hydration time: 365 days)

the cement components investigated, a significant increase of the dissolved alkali content in the pore solutions corresponding approximately to the increased amount of alkali available from the clinker, was found at the early stage of hydration. In advanced ages of hydration, the increased binding capacity of the different cement components is manifested to a greater extent. There are, however, systematic differences in activity. This is shown by way of example in Figure 10 for the cements in which 40 % by mass of the clinker was replaced by slag or flyash, or 10 % by mass by silica fume, for a hydration period of one year. For reference, the total and dissolved alkali fraction of the clinker present in each cement, in other words the "grey area" from Figure 6, has been drawn in as a bar.

The figure shows that, in combination with the high-alkali clinker (C2), the dissolved alkali fraction in blastfurnace slag cements increases. The increase does not correspond to the increase in the alkali potential, but is much smaller. As already discussed in section 4.4.1, the dissolved alkali fraction in combination with clinker 1 corresponds approximately to the total alkali content of the clinker and is therefore at the top edge of the grey area. In combination with the high-alkali clinker 2, on the other hand, it corresponds approximately to the lower edge of the grey area. Although apparently there is less alkali dissolved in the pore solution, it is nevertheless not permissible to conclude that it has been bound into the reaction products. The studies of the combination of clinker 2 with the slags GGBS2 and GGBS3 show a comparable trend.

There is virtually no difference in the dissolved alkali fraction between the two cements containing flyash. Here, in other words, a particularly sharp reduction takes place in combination with the high-alkali clinker (C2). This reduction begins after just 90 days. Its course over time therefore corresponds to that described in section 4.4.3, confirming that the binding of alkali must be in a close relationship with the pozzolanic reaction.

With silica fume as well, the dissolved alkali fraction rises when the higher-alkali clinker is used. In this case, however, the alkali-binding effect is apparently intensified particularly as the amount of available alkali goes up. With the cement produced using C2 as well, the increase in dissolved alkali fraction with increasing age, shown in section 4.4.4, is confirmed. This means that the binding is not permanent and that, instead, at least some of the alkali is incorporated into the reaction products only for a limited time.

fe die Dehnung zwar zeitlich verzögern, sie aber nicht reduzieren [10]. Hingegen ist die positive Wirkung des Hüttensands bei der Vermeidung einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion belegt.

Das Reaktionspotential für eine schädigende AKR wird wesentlich durch die Zusammensetzung der Porenlösung, in ihrer Funktion als Reaktionspartner der reaktiven Kieselsäure und Feuchtelieferant, beeinflusst. Ihre Alkalikonzentration wird in erster Linie durch die Zementzusammensetzung und die sich wechselseitig beeinflussenden Lösungs- und Bindungsreaktionen bestimmt. Generell führt der Austausch von Klinker gegen Hüttensand oder Pozzolane zu einer Verminderung des gelösten Alkalianteils. Diese Zementhauptbestandteile beeinflussen den Alkalihauhalt jedoch auf unterschiedliche Art. Um weitere Zemente mit NA-Eigenschaften zu entwickeln, ist es notwendig, die Reaktionsmechanismen, die zu einer Alkalibindung bzw. -freisetzung führen, zu erfassen.

Ziel der vorgestellten Untersuchungen war es, den Einfluss von Hüttensand, Steinkohlenflugasche und Silicastaub auf den Alkalihauhalt zu ermitteln. Die Grundlage hierfür bildete die Analyse von Porenlösungen, die in unterschiedlichen Hydratationsstadien aus Zementsteinproben ausgepresst wurden. Der gelöste Alkalianteil der Zemente wurde unter Berücksichtigung des freien Wassergehalts des Zementsteins bestimmt. Die wichtigsten Ergebnisse sind wie folgt zusammen zu fassen:

- Als Basis für die Beurteilung wurde der lösliche Alkalianteil des Klinkers bzw. des Portlandzements herangezogen. Es hat sich gezeigt, dass bei Portlandzementen nur etwa 75 % der enthaltenen Alkalien – ausgedrückt als Na_2O -Äquivalent – gelöst werden. Es kann nicht differenziert werden, ob der restliche Anteil in noch unreaktierten Klinkerphasen gebunden vorliegt oder als bereits gelöste Alkalien in die Reaktionsprodukte eingebaut wurde.
- Der Anteil, den die Alkalien des Hüttensands oder der Pozzolane zu der Alkalikonzentration in der Porenlösung beitragen, kann nicht getrennt erfasst werden. Eindeutig kann nur dann von einer Bindung in den Reaktionsprodukten ausgegangen werden, wenn der in der Porenlösung gelöste Alkalianteil den löslichen Anteil des Klinkers oder Portlandzements unterschreitet. Andererseits kann eindeutig von einem Beitrag des Hüttensands oder der Pozzolane am gelösten Alkalianteil des Zements ausgegangen werden, wenn dieser den aus dem Gesamtalkalieintrag des Klinkers resultierenden Wert übersteigt.
- Der gelöste Alkalianteil der hüttensandhaltigen Zemente liegt nahe dem Gesamtalkaligehalt des im Zement enthaltenen Klinkers. Er übersteigt somit bei allen untersuchten Zementen den löslichen Alkalianteil des Klinkers. Dabei existiert ein tendenzieller Zusammenhang mit dem Alkaligehalt des verwendeten Hüttensands. So übersteigt der gelöste Alkalianteil des Zements mit dem alkalireichsten Hüttensand (HSM 3) in jedem Alter den Gesamtalkaligehalt des im Zement enthaltenen Klinkers. Hieraus geht eindeutig hervor, dass dieser Hüttensand Alkalien zur Porenlösung beisteuert. Der gelöste Alkalianteil der anderen betrachteten Zemente lag im Bereich zwischen dem Alkaligehalt des Klinkers und dessen löslichen Anteil. In diesen Fällen kann nicht entschieden werden, ob die Alkalien ausschließlich aus dem Klinker oder z.T. auch aus dem Hüttensand stammen. Es ist jedoch davon auszugehen, dass die Hüttensande ebenfalls Alkalien freisetzen. Diese werden in zeitlich sich überlagernden Bindungsreaktionen wieder gebunden, so dass in der Gesamtbilanz der mögliche Beitrag dieser Hüttensande nicht erfasst werden kann.
- Bis zu einem Alter von 28 Tagen entspricht die Wirkung der Steinkohlenflugasche der des Hüttensands. In höherem Alter setzt eine sukzessive Verminderung des gelösten Alkaligehalts ein, die nach 180 Tagen ein relativ konstantes Niveau erreicht. Dieser Verlauf hat sich sowohl in Kombination mit dem alkalireichen Klinker (K2) als auch mit einer Flugasche mit höherem Gesamtalkaligehalt (SFA2) bestätigt. Die Alkalibindung setzt zeitgleich mit der pozzolanischen Reaktion ein. Daraus kann geschlossen werden, dass die Alkalien vorwiegend an die hierbei entstehenden Reaktionsprodukte gebunden werden.

5 Summary

The addition of pozzolanic concrete additions is described in the literature as a preventive measure for avoiding an alkali-silica reaction. However, investigations at the Research Institute have shown that although the concrete additions do in fact delay the expansion they do not reduce it [10]. On the other hand, the beneficial effect of blastfurnace slag in avoiding an alkali-silica reaction has been confirmed.

The reaction potential for a damaging alkali-silica reaction is influenced to a great extent by the composition of the pore solution with its function as a reaction partner for the reactive silica and as a supplier of moisture. Its alkali concentration is determined primarily by the cement composition and by the dissolving and fixation reactions with their mutual interaction. In general, the replacement of clinker by blastfurnace slag or pozzolana leads to a reduction of the quantity of dissolved alkali. However, these main cement constituents influence the alkali regime in different ways. It is necessary to understand the reaction mechanisms which lead to fixation or release of alkalis in order to develop further cements with low-alkali characteristics.

The aim of the investigations described here was to determine the influence of blastfurnace slag, hard coal fly ash and silica fume on the alkali regime. The investigations were based on the analysis of the pore solutions expressed from samples of hardened cement paste at different stages of hydration. The quantities of dissolved alkalis from the cement were determined considering the free water content of the hardened cement paste. The most important results can be summarized as follows:

- The quantity of soluble alkalis from the clinker or the Portland cement was used as the basis for the assessment. It has been found that with Portland cements only about 75 % of the alkali content – expressed as Na_2O -equivalent – is dissolved. It is not possible to differentiate whether the remaining quantity is present combined in still unreacted clinker phases or whether it is incorporated in the reaction products as alkalis which have already been dissolved.
- The amount which the alkalis from the blastfurnace slag or pozzolana contribute to the alkali concentration in the pore solutions cannot be determined separately. Fixation in the reaction products can only be definitely assumed if the quantity of dissolved alkalis in the pore solution is less than the soluble quantity from the clinker or Portland cement. On the other hand, a contribution by the blastfurnace slag or pozzolana to the quantity of dissolved alkalis from the cement can definitely be assumed if this exceeds the value resulting from the total alkali input from the clinker.
- The quantity of dissolved alkalis from the cements containing blastfurnace slag lies close to the total alkali content of the clinker contained in the cement. For all the cements investigated it therefore exceeds the quantity of soluble alkalis from the clinker. There tends to be a relationship with the alkali content of the blastfurnace slag used. For example, the quantity of dissolved alkalis from the cement containing the blastfurnace slag which is richest in alkalis (HSM3) exceeded the total alkali content of the clinker contained in the cement at all ages. From this it is clear that this blastfurnace slag contributes alkalis to the pore solution. The quantity of dissolved alkalis from the other cements examined lay in the range between the alkali content of the clinker and its soluble fraction. In this case it is not possible to decide whether the alkalis come exclusively from the clinker or partially also from the blastfurnace slag. It can, however, be assumed that the blastfurnace slags also release alkalis. These are combined again in fixation reactions with overlapping timescales so that the possible contribution of these blastfurnace slags cannot be determined in the overall balance.
- Up to an age of 28 days the effect of fly ash corresponds to that of blastfurnace slag. At greater ages there is a successive reduction of the dissolved alkali content which reaches a relatively constant level after 180 days. This behaviour pattern has been confirmed both in combination with the alkali-rich clinker (K2) as well as with a fly ash with a fairly high total alkali

- Bezogen auf seinen Gehalt im Zement ist die Wirkung des Silicastaubs auf den Alkalihaushalt sehr viel stärker als die des Hüttensands oder der Flugasche. Die Alkalibindung setzt bereits im sehr frühen Hydratationsstadium von weniger als einem Tag ein. Über einen gewissen Zeitraum bleibt der gelöste Alkalianteil relativ stabil. In höherem Alter, d.h. zwischen 90 und 365 Tagen, ist jedoch ein Anstieg des gelösten Alkalianteils festzustellen. Daraus kann geschlossen werden, dass die alkalibindende Wirkung des Silicastaubs teilweise zeitlich begrenzt ist. Nach einer Einbindungsphase steht somit zumindest ein Teil der Alkalien erneut für eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion zur Verfügung.
- Um den Einfluss eines erhöhten Alkaliangebots auf die Wirkungsmechanismen zu analysieren, wurden Hüttensand und Puzzolane mit einem alkalireicheren Klinker kombiniert. In allen untersuchten Zementen war die Zunahme des gelösten Alkalianteils geringer als die Erhöhung des Alkaliangebots. Dabei zeigten sich jedoch Unterschiede in der Bindungskapazität der einzelnen Bestandteile. Zwar wurden in den hüttensand- und silicastaubhaltigen Zementen mehr Alkalien gebunden, jedoch war der in der Porenlösung gelöste Alkalianteil immer noch höher als der des alkaliarmen Zements. Hingegen war nach 365 Tagen im steinkohlenflugaschehaltigen Zement kein Unterschied zwischen dem alkalireichen und alkaliarmen System zu erkennen. Grundsätzlich wurden die anhand des alkaliärmeren Klinkers K1 erläuterten Wirkungsmechanismen bestätigt.

Für eine weitergehende Interpretation der Lösungs- und Bindungsmechanismen ist es notwendig, die Alkalien im Zementstein zu lokalisieren. Darüber hinaus wird in laufenden Untersuchungen näher auf die Stabilität der Alkalibindung eingegangen.

content (SFA2). The alkali fixation starts at the same time as the pozzolanic reaction. From this it can be concluded that the alkalis are predominantly fixed in the resulting reaction products.

- Relative to its content in the cement the action of silica fume on the alkali regime is very much stronger than that of blast-furnace slag or fly ash. The alkali fixation starts at a very early stage of the hydration of less than 1 day. Over a certain time period the quantity of dissolved alkalis remains relatively stable. At greater ages, i.e. between 90 and 365 days, it is possible to detect a rise in the quantity of dissolved alkalis. From this it can be concluded that to some extent there is a time limit to the alkali-fixing action of the silica fume. This means that after a fixation phase at least part of the alkalis become available again for an alkali-silica reaction.
- Blastfurnace slag and pozzolana were combined with an alkali-rich clinker in order to analyze the influence of an increased quantity of available alkalis on the action mechanisms. In all the cements investigated the increase in the quantity of dissolved alkalis was less than the increase in the quantity of available alkali. However, differences were found in the fixing capacities of the individual constituents. More alkalis were in fact fixed in the cements containing blastfurnace slag and silica fume, but the quantity of alkalis dissolved in the pore solution was still higher than that with the low-alkali cement. On the other hand, after 365 days no difference between the alkali-rich and low-alkali systems could be detected with the cement containing fly ash. In principle the action mechanism explained with the aid of the low-alkali clinker K1 was confirmed.

For a more extensive interpretation of the dissolving and fixing mechanisms it is necessary to locate the position of the alkalis in the hardened cement paste. The stability of the alkali fixation is also being examined in current investigations.

Literatur / Literature

- [1] Bhatti, M. S. Y., Greening, N. R.: Interaction of Alkalies with Hydrating and Hydrated Calcium Silicates. Proc. of the 4th Int. Conf. On the Effects of Alkalies in Cement and Concrete, 5.-7. Juni 1978, Purdue University, 87-112
- [2] Barlow, D. E., Jackson, P. J.: The Release of Alkalies from Pulverised Fuel-Ashes and Ground Granulated Blastfurnace Slags in the Presence of Portland Cements. Cement and Concrete Research 18 (1988), Nr. 2, 235-248
- [3] Diamond, S.: ASR - Another Look at Mechanism. Proceedings of the 8th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, 17.-20. Juli 1989 Kyoto, 83-94
- [4] Glasser, F. P., Marr, J.: The Effect of Mineral Additives on the Composition of cement Pore Fluids. British Ceramic Proceedings 35 (1984), 419-429
- [5] Idorn, G. M.: Durability of Concrete Structures in Denmark. 208 pp. Teknisk Forlag, Copenhagen 1967
- [6] Locher, F. W., Sprung, S.: Ursache und Wirkungsweise der Alkalireaktion. In: Beton 8 (1973), 349-353
- [7] Longuet, P., Burglen, L., Zelwer, A.: La Phase Liquide du Ciment Hydraté. Revue des Matériaux de Construction 676 (1973), 35-41
- [8] Nixon, P., Page, C.: Pore Solution Chemistry and Alkali Aggregate Reaction. Proc. Katherine and Bryant Mather Int. Conference „Concrete Durability“, Atlanta (1987), ACI SP-100, Vol. 2, 239-248
- [9] Rayment, P. L.: The effect of Pulverised Fuel Ash on the C/S Molar Ratio and Alkali Content of Calcium Silicate Hydrates in Cement. Cement and Concrete Research 12 (1982), 133-140
- [10] Siebel, E., Sylla, H.-M., Bokern, J.: Einfluss von puzzolanischen Betonzusatzstoffen auf die Vermeidung einer schädigenden Alkali-Kieselsäure-Reaktion, Tagungsbericht 14. Internationale Baustofftagung - Ibaustil, 20.-23. September 2000, Weimar, Bd. 1, 959-967
- [11] Struble, L., Diamond, S.: Swelling Properties of Synthetic Alkali Silica Gels. J. of the American Ceramic Society 64 (1981), Nr. 11, 652-655
- [12] Sprung, S., Sylla, H.-M.: Ablauf der Alkali/Kieselsäure-Reaktion im Beton bei unterschiedlichen Zuschlagsgesteinen. Zement-Kalk-Gips 51 (1998), Nr. 6, 334-345
- [13] Taylor, H. F. W., Mohan, K., Moir, G. K.: Analytical Study of Pure and Extended Portland Cement Pastes - II: Fly Ash and Slag Cement Pastes. J. Am. Ceram. Soc. 68 (1985), Nr. 12, 685-690
- [14] Thomas, M. D. A., Nixon, P. J., Pettifer, K.: The Effect of Pulverised-Fuel Ash with a High Total Alkali Content on Alkali-Silica Reaction in Concrete Containing Natural UK Aggregate. Durability of Concrete - 2nd Int. Conf., Montreal, Canada 1991 Vol 2, ACI SP-126-52, 919-940
- [15] Uchikawa, H., Uchida, S., Ogawa, K.: Influence of Character of Blending Component on the Diffusion of Na and Cl ions in Hardened Blended Cement Paste. J. Res. Onoda Cem. Co (1987), 39, Nr. 116, 7-18
- [16] Zementaschenbuch, Verein Deutscher Zementwerke e. V. (Hrsg.), Düsseldorf - Düsseldorf: Verlag Bau + Technik, 2000
- [17] Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton (Alkali-Richtlinie): Teil 1: Allgemeines; Teil 2: Betonzuschlag mit Opalsandstein und Flint; Teil 3: Betonzuschlag aus prakambischer Grauwacke oder anderen alkaliempfindlichen Gesteinen/Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, DAfStb (Hrsg.). - Berlin: Beuth, 1997. (DAfStb-Richtlinie)

Hochfester Beton

High strength concrete

Übersicht

Hochfester Beton unterscheidet sich von normalfestem Beton durch die dichte und feste Zementstein- bzw. Mehlkornmatrix und den verbesserten Verbund zwischen Matrix und Gesteinskörnung. Deshalb zeigt der hochfeste Beton gegenüber Normalbeton eine Festigkeitssteigerung und es stellt sich ein weniger duktiler Last-Verformungsverhalten ein. Der niedrige Wasserzementwert der hochfesten Betone beeinflusst das Schwinden des Betons sowie die Wärmefreisetzung während der Hydratation und damit andere bautechnische Betoneigenschaften. Im Forschungsinstitut der Zementindustrie wurden die Auswirkungen des Erstarrens und des Erhärtens auf die Eigenschaften des hochfesten Betons untersucht. Besonders erfasst wurden dabei die Wirkungen auf das Betonverhalten bei Verformungsbehinderung im jungen Alter.

Abstract

High strength concrete differs from normal strength concrete in its strong and dense hardened cement paste matrix and fines matrix and the improved bond between matrix and aggregate. High strength concrete therefore has a greater increase in strength than normal strength concrete and a less ductile deformation behaviour under load. The low water cement ratio of high strength concretes affects the shrinkage of the concrete as well as the release of heat during hydration, and therefore also affects other structural concrete properties. The effects of setting and hardening on the properties of high strength concrete were investigated at the Research Institute of the Cement Industry. Particular attention was paid to the effect on the behaviour of concrete when young concrete is restrained during deformation.

1 Einleitung

Im deutschen Regelwerk DIN EN 206-1/DIN 1045-2 gilt Beton einer Festigkeitsklasse von über C50/60 als hochfest. Hochfester Beton kann vor allem bei Druckgliedern technisch sinnvoll und wirtschaftlich vorteilhaft eingesetzt werden, da Druckbewehrung eingespart und der Bauteilquerschnitt vermindert werden kann. Insgesamt werden sich dem hochfesten Beton breite Einsatzmöglichkeiten eröffnen, nicht nur aufgrund seiner Festigkeit, sondern auch wegen seiner zahlreichen weiteren günstigen Eigenschaften im Hinblick auf hochwertige und dauerhafte Bauwerke, sofern diese Eigenschaften nicht z.B. durch Zwangrissbildung im jungen Alter beeinträchtigt werden.

2 Stand der Erkenntnisse

Hochfester Beton zeichnet sich durch eine feste und dichte Matrix sowie durch einen verbesserten Verbund in der Kontaktzone zwischen Matrix und Gesteinskörnung aus. Die erhöhte Festigkeit der Matrix wird durch einen niedrigen Wasserzementwert erzielt, ggf. zusätzlich durch die Zugabe von hohlraumfüllendem und pozzolanisch wirkendem Silikastaub (z.B. [1, 2]). Die Verbesserung des Verbunds zwischen der dichten Matrix und der Gesteinskörnung wird durch eine Gefügeverdichtung infolge der pozzolanischen Reaktion des Silikastaubes erzielt [3, 4]. Voraussetzungen für hochfeste Betone sind ein höherer Zementgehalt und die wasserarme Zusammensetzung der Matrix, die nur unter Zugabe leistungsfähiger Fließmittel in eine verarbeitungsfähige Konsistenz gebracht werden kann (z.B. [2, 5]).

Der Erstarrungs- und Erhärtungsverlauf des hochfesten Betons ist im Unterschied zu normalfestem Beton dadurch gekennzeichnet, dass eine vollständige Hydratation des Zements beim üblicherweise niedrigen Wasserzementwert nicht erzielt wird. Dies hat Auswirkungen auf alle von der Hydratation abhängigen Vorgänge: Die Volumenänderungen, die Festigkeitsentwicklung und die Entstehung von Hydrationswärme [6].

Infolge der chemischen Reaktion zwischen Anmachwasser und Zement verringert sich während der Hydratation das Ausgangsvolumen des Leims. Dieses Schrumpfen wird als chemisches Schwinden bezeichnet. Es erreicht beim PZ-Klinker bei einem w/z-Wert von > rd. 0,40 einen Höchstwert von rd. 8 Vol.-%. Bei konservierender Lagerung ohne Wasserzufuhr von außen führt das

1 Introduction

Concrete of strength class higher than C50/60 counts as high strength concrete in the German DIN EN 206-1/DIN 1045-2 regulations. The use of high strength concrete is in particular technically appropriate and cost-effective in compression elements, as this saves compression reinforcement and the component cross-section can be reduced. A wide range of possible applications for high strength concrete will be opened, not only because of its strength but also because of its numerous other favourable properties in respect of high-grade and durable structures, provided these properties are not adversely affected at a young age, e.g. by cracking due to constraint.

2 Current understanding

High strength concrete is characterized by its strong and dense matrix and by an improved bond in the contact zone between matrix and aggregate. The increased strength of the matrix is achieved by a low water/cement ratio, and possibly also by the addition of silica fume which fills voids and has a pozzolanic action (e.g. [1, 2]). The improvement in the bond between the dense matrix and the aggregate is achieved through densification of the microstructure as a result of the pozzolanic reaction of the silica fume [3, 4]. The basic requirements for high strength concretes are a high cement content and a low-water composition of the matrix which can only be brought to a workable consistency by the addition of efficient plasticizers (e.g. [2, 5]).

The setting and hardening behaviour of high strength concrete is characterized by the fact that, in contrast to normal strength concrete, the cement does not achieve complete hydration due to the normally low water/cement ratio. This affects all the processes which are dependent on the hydration – the changes in volume, the strength development and the generation of heat of hydration [6].

The initial volume of the paste is reduced during the hydration as a result of the chemical reaction between mixing water and cement. This contraction is known as chemical shrinkage. With Portland cement clinker it reaches a maximum value of about 8 vol.% at a water/cement ratio above about 0.40. During preserving storage without supply of water from outside the chemical shrinkage at low water/cement ratios (< 0.50) leads to a decrease in the relative moisture internally (self-drying) with the generation of a negative

chemische Schwinden bei niedrigen w/z-Werten ($< 0,50$) zu einer Abnahme der relativen Feuchte im Inneren (Selbstaustrocknung) mit Entstehung eines Unterdrucks in den sich während der Hydratation bildenden Poren. Die sich in den ganz oder teilweise austrockneten Poren aufbauende kapillare Randspannung bewirkt eine äußere Volumenänderung des Probekörpers, die als autogenes Schwinden bekannt ist [7, 8] und die in der linearen Auswirkung als Schrumpfdéhnung bezeichnet wird [9]. Beim hochfesten Beton erfolgt die zum Schwinden erforderliche Feuchteabnahme infolge einer inneren Selbsttrocknung, die durch die Hydratation des Zements stattfindet und die mit der Festigkeitsentwicklung verknüpft ist. Umgebungsbedingte Austrocknungsvorgänge haben deshalb einen geringeren Einfluss auf das gesamte Schwinden des hochfesten Betons [10, 11].

Der zeitabhängige Verlauf des Schwindens wird stets durch einen Austrocknungsvorgang verursacht, sei es durch Selbsttrocknung (autogenes Schwinden) oder durch Austrocknung nach außen (Trocknungsschwinden). Während bei hygrisch konservierenden Lagerungsbedingungen nur das autogene Schwinden erfasst wird, wird beim Austrocknungsschwinden das gesamte Schwinden gemessen, das den Teil des autogenen Schwindens enthält. Da bereits unmittelbar nach dem Ansteifen messbare Volumenänderungen festgestellt werden [7, 12, 13], muss das autogene Schwinden vom Alter weniger Stunden an erfasst werden. Andernfalls wäre das im Labor ermittelte Schwindmaß zu klein und nicht auf das Bauteilverhalten übertragbar.

Wegen der niedrigen w/z-Werte ist beim hochfesten Beton eine annähernd vollständige Hydratation nicht möglich. Damit wird die Wärmeenthalpie des Zements nur begrenzt freigesetzt. Dennoch ist wegen des i.d.R. hohen Zementgehalts in den ersten Tagen eine gegenüber dem normalfesten Beton erhöhte Hydratationswärmeentwicklung gegeben. Diese erhöht das Risiko einer frühen Rissbildung, wenn die Bauteilverkürzungen beim Abfließen der Hydratationswärme teilweise oder ganz behindert werden. Darüber hinaus kann die Verformung während der Abkühlungsphase durch das autogene Schwinden schneller zunehmen. Versuche zur Zwangbeanspruchung von hochfesten Betonen zeigen, dass bei niedrigem w/z-Wert ein frühzeitiges Versagen des Probekörpers eintritt [14, 15].

3 Forschungsziel

Im Forschungsinstitut der Zementindustrie wurden Untersuchungen zu den Auswirkungen des Erstarrens und Erhärtens auf die Eigenschaften der hochfesten Betone und insbesondere auf das Verhalten bei Verformungsbehinderung im jungen Alter

pressure in the pores which form during hydration. The peripheral capillary stress which builds up in the partially or entirely dried-out pores causes an external volume change of the test piece, known as autogenous shrinkage [7, 8], the linear effect of which is known as autogenous shrinkage strain [9]. In high strength concrete the decrease in moisture that causes the shrinkage occurs as a result of internal self-drying, which takes place through the hydration of the cement and is linked with the strength development. Drying phenomena caused by the environment therefore have smaller influence on the overall shrinkage of high strength concrete [10, 11].

The behaviour with time of the shrinkage is always caused by a drying process, whether it is by self-drying (autogenous shrinkage) or by drying to the surroundings (drying shrinkage). Measurements under storage conditions which prevent loss or gain of moisture only measure the autogenous shrinkage, but during drying shrinkage the total shrinkage is measured which includes the contribution from autogenous shrinkage. Measurable volume changes can be identified immediately after the stiffening [7, 12, 13] so the autogenous shrinkage must be measured from an age of a few hours. Otherwise, the degree of shrinkage determined in the laboratory would be too small and not applicable to the behaviour of components.

Virtually complete hydration is not possible with high strength concrete because of the low water/cement ratios. This means that only a limited amount of the thermal enthalpy of the cement is released. In spite of this, more heat of hydration is developed in the first few days than with normal strength concrete because of the usually high cement content. This increases the risk of early cracking if the shortening of the component during the dissipation of the heat of hydration is partially or fully restricted. The deformation during the cooling phase can also increase more rapidly due to the autogenous shrinkage. Measurements of stress under constraint for high strength concretes shows that premature failure of the test piece occurs at low water/cement ratios [14, 15].

3 Research objective

The Research Institute of the Cement Industry carried out investigations into the effects of setting and hardening on the properties of high strength concretes, and in particular on the behaviour with restrained deformation at a young age. The shrinkage (in particular the autogenous shrinkage) as well as the release of heat of hydration and the associated strength development were investigated. The behaviour of high strength concrete during restrained deformation (constraint) at a young age was also determined because it is possible that the constraint stress can lead to uncontrolled crack-

Tafel 1: Zusammensetzung der Betone
Table 1: Concrete composition

Beton Concrete		Zement Cement	Zement Cement (z) kg/m ³	Silikastaub Silica fume (s) kg/m ³	Wasser Water (w) kg/m ³	FM/(z+s) ¹⁾ M.-%	w/(z+s) -	Leimgehalt Paste content l/m ³
BO50		CEM I 42,5 R	330	0	166	0,5	0,50	272
		CEM I 52,5 R						272
		CEM III/A 42,5 R						276
BO35	S0	CEM I 42,5 R	448	0	161	1,5	0,36	306
	S8		406	33	160	2,5	0,37	306
BO30	S0	CEM I 42,5 R	496	0	156	2,5	0,32	316
		CEM I 52,5 R						316
		CEM III/A 42,5 R						322
	S8	CEM I 42,5 R	450	36	153	2,5	0,32	314
		CEM I 52,5 R						314
		CEM III/A 42,5 R						319
BO25	S0	CEM I 42,5 R	590	0	164	4,5	0,28	354
	S8		530	42	165	6,5	0,28	355

¹⁾ FM: Fließmittel / Superplasticizer

Tafel 2: Frisch- und Festbetoneigenschaften der Betone
Table 2: Properties of fresh and hardened concrete

Beton Concrete		Zement Cement	Ausbreitmaß Flow-table spread		LP-Gehalt Air voids	Dichte des Frischbetons Density of the fresh concrete	Würfeldruckfestigkeit im Alter von Cube compressive strength at age of			
			a ₁₀	a ₄₅			2 d	7 d	28 d	
			cm				Vol.-%	N/mm²		
BO50		CEM I 42,5 R	40	39	2,6	2,36	32	44	55	
		CEM I 52,5 R	46	44	1,8	2,36	40	55	69	
		CEM III/A 42,5 R	43	38	2,4	2,39	21	33	56	
BO35	S0	CEM I 42,5 R	55	43	2,0	2,42	60	70	88	
	S8		59	49	0,9	2,42	58	74	102	
BO30		S0	CEM I 42,5 R	58	35	1,3	2,42	67	74	94
			CEM I 52,5 R	67	45	0,6	2,43	79	88	106
			CEM III/A 42,5 R	61	41	0,9	2,44	45	63	89
		S8	CEM I 42,5 R	68	52	1,6	2,42	65	80	103
			CEM I 52,5 R	64	62	0,9	2,41	82	91	113
			CEM III/A 42,5 R	58	51	1,8	2,45	46	66	98
BO25	S0	CEM I 42,5 R	69	43	1,1	2,40	64	75	94	
	S8		69	61	1,6	2,41	69	84	107	

durchgeführt. Dabei wurde das Schwinden (insbesondere das autogene Schwinden) sowie die Hydratationswärmeabfuhr und die damit verbundene Festigkeitsentwicklung untersucht. Außerdem wurde das Verhalten des hochfesten Betons bei Verformungsbehinderung (Zwang) im jungen Alter ermittelt, da ggf. die Zwangsbeanspruchung zu einer unkontrollierten Rissbildung in Betonbauteilen aus hochfestem Beton führen kann. Ziel der Untersuchung bestand darin, die genannten Eigenschaften des hochfesten Betons im Hinblick auf hochwertige und dauerhafte Bauwerke zu untersuchen, um solchen Betonen breite Einsatzmöglichkeiten zu eröffnen.

4 Ausgangsstoffe, Zusammensetzung, Frisch- und Festbetoneigenschaften

Für die Herstellung der Betone wurden drei verschiedene Zemente (CEM I 42,5 R, CEM I 52,5 R und CEM III/A 42,5 R) sowie Rheinkiesand der Sieblinie A16/B16 eingesetzt. Die Silikastaub-suspension hatte eine Dichte von 1,40 g/cm³ mit einem Feststoffgehalt von 50,7 M.-% und einer Feststoffdichte von 2,09 g/cm³. Zudem wurde ein handelsübliches Fließmittel auf Naphthalinsulfonatbasis mit einer Dichte von 1,10 g/cm³ und einem Wassergehalt von 60,0 M.-% eingesetzt. Das Zugabewasser wurde dem Düsseldorfer Leitungsnetz entnommen. Der Zementgehalt wurde zwischen 406 kg/m³ und 590 kg/m³ variiert, der Silikastaubgehalt zwischen 0 und 8 M.-% v.z. und der äquivalente Wasserzementwert zwischen 0,28 und 0,37. Zum Vergleich wurde ein normal-fester Beton mit einem Wasserzementwert von 0,50 und einem Zementgehalt von 330 kg/m³ in die Untersuchungen einbezogen. Die Zusammensetzung der Betone ist in Tafel 1 angegeben. Die Rezeptur der Betone wurde so gewählt, dass Festigkeiten von bis zu 113 N/mm² im Alter von 28 d erreicht wurden. Alle Betone besaßen eine praxisgerecht verarbeitbare Konsistenz. Die Frisch- und Festbetoneigenschaften sind in Tafel 2 zusammengestellt.

5 Prüfverfahren

5.1 Schwinden

Zur Ermittlung des autogenen Schwindens und seiner zeitlichen Entwicklung im frühen Alter wurde die in Bild 1 dargestellte Prüfapparatur konstruiert. Die Abmessungen der Probekörper betragen 75 mm x 75 mm x 500 mm. Die Versuchseinrichtung besteht aus zwei seitlichen Stahlprofilen, die zusammen mit zwei Endplatten aus Stahl auf einer Grundplatte befestigt sind. Damit wird ein Rahmen als Schalung für die Betonprobe gebildet. Bei der Herstellung der Probekörper wird ein kraftschlüssiger Verbund zwischen Probekörper und den Endplatten hergestellt. Eine Filz- und eine Kunststoffolie auf der Grundplatte gewährleisten

ing in concrete components made from high strength concrete. The aim of the investigation was to examine the above-mentioned properties of the high strength concrete with respect to high-grade and durable structures in order to widen the possible applications for such concretes.

4 Constituents, composition, fresh and hardened concrete properties

The concretes were produced using three different cements (CEM I 42,5 R, CEM I 52,5 R and CEM III/A 42,5 R) and coarse Rhine sand with the A16/B16 grading curve. The silica fume slurry had a density of 1.40 g/cm³ with a solids content of 50.7 wt.% and a solids density of 2.09 g/cm³. A normal commercial plasticizer based on naphthalene sulfonate with a density of 1.10 g/cm³ and a water content of 60.0 wt.% was also used. The mixing water was taken from the Düsseldorf mains supply. The cement content was varied between 406 kg/m³ and 590 kg/m³, the silica fume content between 0 and 8 wt.% relative to the cement, and the equivalent water/cement ratio between 0.28 and 0.37. A normal strength concrete with a water/cement ratio of 0.50 and a cement content of 330 kg/m³ was included in the investigations for comparison. The compositions of the concretes are given in Table 1. The mix formulations for the concretes were chosen so that strengths of up to 113 N/mm² were achieved at 28 d. All concretes had consistencies which were workable under practical conditions. The fresh and hardened concrete properties are summarized in Table 2.

5 Test methods

5.1 Shrinkage

The test apparatus shown in Figure 1 was designed for determining the autogenous shrinkage and its development with time at an early age. The test pieces had dimensions of 75 mm x 75 mm x 500 mm. The test equipment consists of two steel profiles at the sides which, together with two steel end plates, are fastened to a base plate. This forms a framework that acts as a mould for the concrete sample. During the production of the test piece an adhesive bond is formed between the test piece and the end plates. A layer of felt and a plastic film on the base plate ensure low-friction support of the test piece in this mould. The test piece is prevented from drying out by preserving storage in special steel foil. One of the end surfaces of the sample is free to move. The change in length of the test piece was measured continuously without contact directly after the start of hardening using an opto-electronic transmitter ("Laserdistanzometer") installed on the base plate of the mould.

After the test piece had been removed from the test equipment the shrinkage measurement was continued with a stress-probing

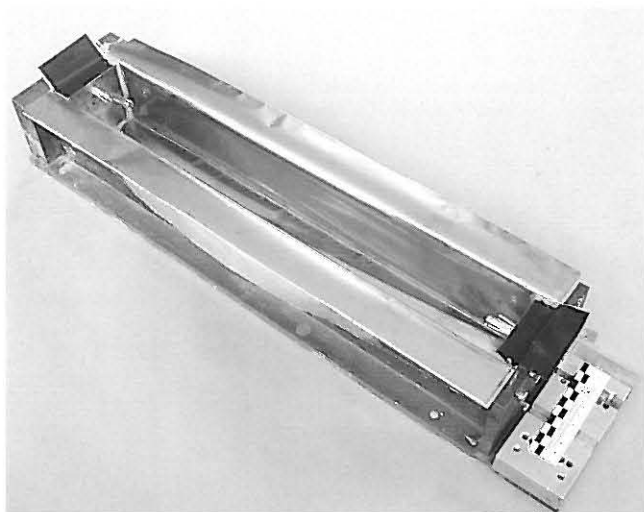


Bild 1: Versuchseinrichtung zur Ermittlung des autogenen Schwindens
Figure 1: Autogeneous shrinkage – Test set-up

eine reibungsarme Lagerung der Prüfkörper in dieser Schalung. Die Austrocknung der Probekörper wurde durch konservierende Lagerung in Edelstahlfolie verhindert. Eine der Endflächen der Probe ist frei verschiebbar. Die Längenänderung des Probekörpers wurde berührungslos und kontinuierlich unmittelbar nach Erhärtungsbeginn erfasst. Dafür wurde ein optoelektronischer Sender („Laserdistanzometer“), der auf der Grundplatte der Form eingebaut ist, eingesetzt.

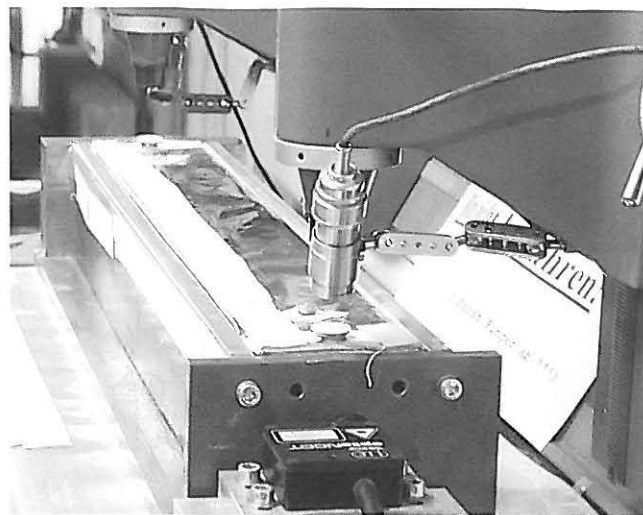
Nach dem Ausbau des Probekörpers aus der Versuchseinrichtung wurde die Schwindmessung mit dem Setzdehnungsmesser fortgesetzt. Dafür wurden Messmarken im Abstand von 400 mm an der Oberfläche der Prüfkörper angebracht. Im Alter von 105 Tagen wurde der Prüfkörper nach Entfernung der Edelstahlfolie bei 20 °C und 65 % r.F. gelagert und die Schwindmessung fortgesetzt.

5.2 Hydratationswärmefreisetzung und Festigkeitsentwicklung

Die Hydratationswärme und die Druckfestigkeit im frühen Alter der Betone wurden unter teiladiabatischen Bedingungen ermittelt. Die Prüfverfahren sind in [16] ausführlich beschrieben. Für diese Versuche wurden zylindrische Betonprüfkörper (Durchmesser 100 mm, Höhe 200 mm) hergestellt und in einem handelsüblichen Thermosgefäß gelagert. Dabei wurde der Temperaturgang des Probekörpers erfasst (s. Bild 2). In den gleichen Gefäßen, die für die Messung der Wärmefreisetzung eingesetzt wurden, wurden auch die zylindrischen Prüfkörper für die Festigkeitsbestimmung gelagert. Diese Vorgehensweise erlaubt es, entsprechende Prüfungen auch bei jeweils unterschiedlichen Frischbeton- und



Bild 2: Hydratationswärmebestimmung
Figure 2: Heat of Hydration – Test set-up



extensometer, using test marks made 400 mm apart on the surface of the test piece. After 105 days the test piece was removed from the special steel foil and stored at 20 °C and 65 % r.h., and the shrinkage measurements were continued.

5.2 Release of heat of hydration and development of strength

The heats of hydration and the compressive strengths of the concretes at an early age were determined under semi-adiabatic conditions. The test methods are described in detail in [16]. Cylindrical concrete test pieces (diameter 100 mm, height 200 mm) were produced for these trials and stored in a normal commercial thermos flask, during which the temperature behaviour pattern of the test piece was recorded (see Figure 2). The cylindrical test pieces for determining the compressive strength were also stored in the same containers that were used for measuring the release of heat. This procedure made it possible to carry out the corresponding tests at different fresh concrete and ambient temperatures, which is an advantage for practical construction suitability tests [17, 18]. The measurement started directly after the mixing and was carried out for 7 days.

5.3 Behaviour under constraint stress

The behaviour of concrete beams under conditions of restrained deformation during hydration-induced heating and cooling with simultaneous autogenous shrinkage was investigated in a temperature-stress test machine under conditions which prevent loss or gain of moisture (see Figure 3). This is a horizontal electromechanical compression-tension test machine with temperature controlled mould and non-contact deformation measurement in which the stresses and deformation in a concrete beam can be determined from the moment when the concrete sets. Any required deformation restraint and any required temperature behaviour pattern can be input through the control and data acquisition computer. The behaviour of normal concrete under these test conditions has been described in detail in [17, 19, 20].

6 Test results

6.1 Shrinkage

A decreasing equivalent water/cement ratio generally leads to an increase in autogenous shrinkage. The autogenous shrinkage is practically unchanged by the use of silica fume (Figure 4).

The autogenous shrinkage of high strength concretes reaches values of between 0.10 mm/m and 0.25 mm/m after about 6 days and of between 0.20 mm/m and 0.40 mm/m at 100 days. Normal strength concrete exhibits significantly lower values and after 100 days it only reaches about 0.10 mm/m. Figures 5 and 6 show the behaviour with time of the shrinkage of normal concrete

Umgebungstemperaturen durchzuführen, was für baupraktische Eignungsprüfungen von Vorteil ist [17, 18]. Die Messung begann unmittelbar nach dem Mischen und wurde 7 Tage lang durchgeführt.

5.3 Verhalten unter Zwangsbeanspruchung

Das Verhalten von verformungsbehindert gelagerten Betonbalken unter hydrationsbedingter Erwärmung und Abkühlung bei gleichzeitigem autogenen Schwinden wurde in einer Temperatur-Spannungs-Prüfmaschine unter hygrisch konservierenden Bedingungen untersucht (s. Bild 3). Es handelt sich dabei um eine liegende elektromechanische Druck-Zug-Prüfmaschine mit temperaturkontrollierter Schalung und berührungsloser Verformungsmessung, in der ab dem Erstarren Spannungen und Verformungen eines Betonbalkens ermittelt werden können. Über die Regelungs- und Datenerfassungsrechner kann eine beliebige Verformungsbelastung und ein beliebiger Temperaturgang vorgegeben werden. Das Verhalten von Normalbeton unter diesen Prüfbedingungen wurde ausführlich in [17, 19, 20] beschrieben.

6 Versuchsergebnisse

6.1 Schwinden

Ein abnehmender äquivalenter w/z-Wert führt allgemein zu einer Zunahme des autogenen Schwindens. Durch den Einsatz von Silikastaub wurde das autogene Schwinden praktisch nicht verändert (Bild 4).

Das autogene Schwinden hochfester Betone erreicht im Alter von rd. 6 Tagen Werte zwischen 0,10 mm/m und 0,25 mm/m und im Alter von 100 Tagen zwischen 0,20 mm/m und 0,40 mm/m. Der normalfeste Beton weist deutlich niedrigere Werte auf und erreicht erst nach 100 Tagen rd. 0,10 mm/m. Die Bilder 5 und 6 zeigen den zeitlichen Verlauf des Schwindens des Normalbetons mit einem w/z-Wert von 0,50 und eines hochfesten Betons mit einem w/z-Wert von 0,28. Während bei dem Normalbeton nur rd. 20 % des Gesamtschwindens als autogenes Schwinden während der Hydratation des Zements innerhalb der ersten Tage auftrat, betrug dieser Anteil beim hochfesten Beton rd. 60 %. Obwohl die Zementgehalte der hochfesten und normalfesten Betone sehr unterschiedlich sind – 590 kg/m³ im Vergleich zu 330 kg/m³ – ist nur eine geringfügig größere Menge des Zements im zementreicheren hochfesten Beton bis zum Ende der konservierenden Lagerung hydratisiert. Wegen der geringeren Anmachwassermenge bei einem w/z-Wert von 0,28 und der Selbst austrocknung während der Hydratation findet bei hochfesten Betonen nur noch eine geringere Austrocknung im Anschluss an die konservierende Lagerung statt. Das Gesamtschwinden des hochfesten Betons lag i.d.R. immer etwas über dem Vergleichswert des Normalbetons (Bilder 5 und 6). Dies kann durch die bereits im jungen Alter zeitgleich mit der Gefügeentwicklung des hochfesten Betons wirkenden inneren, das autogene Schwinden verursachenden Kapillarspannungen erklärt werden [21, 22].

Für Betone mit Silikastaub ergab sich wegen der etwas höheren Matrixfestigkeit ein geringfügig kleineres Gesamtschwinden als für Betone ohne Silikastaub (s. Bild 6). Betone mit Zementen der Festigkeitsklasse CEM I 52,5 R wiesen ein etwas größeres autogenes Schwinden als Betone mit Zementen CEM I 42,5 R auf, das Gesamtschwinden war jedoch wegen der höheren Festigkeit der Matrix etwas geringer.

Einen erheblichen Einfluss auf das Schwinden übt das Volumen der Matrix aus [23]. Dies wird auch durch die Versuche an hochfesten Betonen bestätigt. Bild 7 zeigt das



Bild 3: Temperatur-Spannungsprüfmaschine
Figure 3: Temperature-Stress testing machine – Test set-up

with a water/cement ratio of 0.50 and of a high strength concrete with a water/cement ratio of 0.28. With the normal concrete only about 20 % of the total shrinkage occurred as autogenous shrinkage during the hydration of the cement within the first few days, but with high strength concrete this proportion was about 60 %. Although the cement contents of high strength and normal strength concretes are very different – 590 kg/m³ compared with 330 kg/m³ – only a very slightly larger quantity of the cement in the high strength concrete, with its higher cement content, is hydrated by the end of the protective storage. Because of the smaller quantity of mixing water at a water/cement ratio 0.28 and the self-drying during hydration only a small amount of drying out still takes place in high strength concretes at the conclusion of the protective storage. As a rule, the total shrinkage of the high strength concrete was always somewhat higher than the comparable value for the normal concrete (Figures 5 and 6). This can be explained by the internal capillary stresses which cause the autogenous shrinkage and takes place simultaneously with the development of the microstructure of the high strength concrete at a young age [21, 22].

For concretes made with silica fume there was a slightly smaller total shrinkage than with concretes without silica fume (see Figure 6) because of the somewhat higher matrix strength. Concretes made with cements of the CEM I 52,5 R strength class exhibited somewhat greater autogenous shrinkage than concretes made with CEM I 42,5 R cements, but the total shrinkage was somewhat smaller because of the greater strength of the matrix.

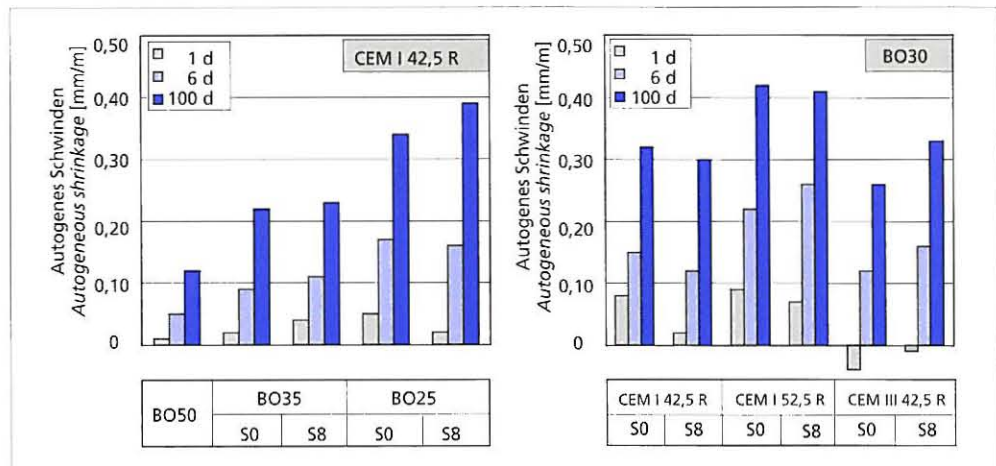


Bild 4: Autogenes Schwinden von Normalbeton und normalhochfestem Beton in Abhängigkeit vom Alter
Figure 4: Autogenous shrinkage of normal and high strength concrete as a function of age

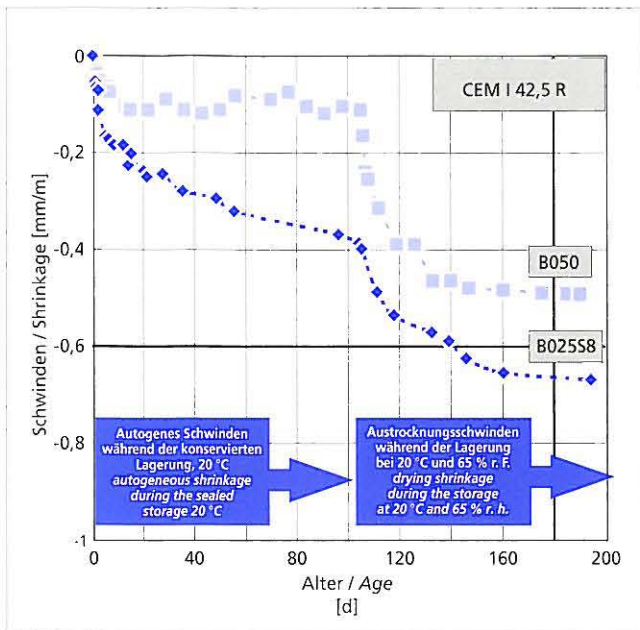


Bild 5: Schwinden von Normalbeton und hochfestem Beton
Figure 5: Shrinkage of normal and high strength concrete

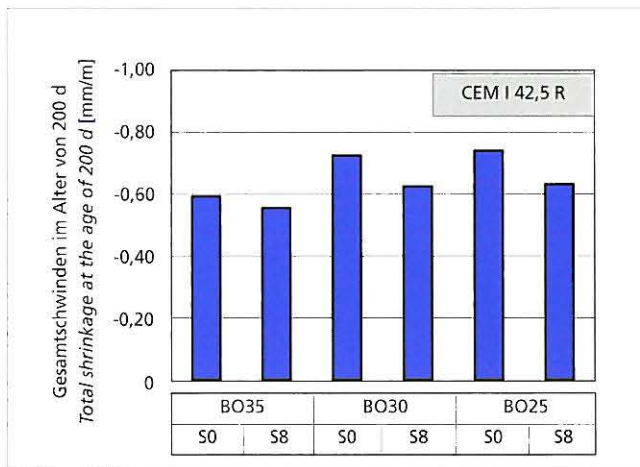


Bild 6: Gesamtschwinden von hochfestem Beton (Austrocknung ab einem Alter von 105 d bei 20 °C und 65 % r.F.)
Figure 6: Total shrinkage of high strength concrete (Drying conditions 20 °C and 65 % r.h. beginning at 105 d)

autogene Schwinden von hochfesten Betonen nach 6 Tagen und nach 100 Tagen in Abhängigkeit vom Volumen der Matrix. Die Zunahme des autogenen Schwindens betrug nach 100 Tagen bei einer Erhöhung des Volumens der Matrix von 300 l/m^3 auf 360 l/m^3 rd. $0,13 \text{ mm/m}$, d.h. rd. 60 %.

Das autogene Schwinden erfasst den Gesamtquerschnitt weitgehend gleichförmig, während das Trocknungsschwinden entsprechend der sich einstellenden Feuchtgradienten in den Randzonen eines Querschnitts stärker ausgeprägt ist. Dies ist für die Praxis von Bedeutung und muss ggf. bei der Bauteilbemessung unter Berücksichtigung schwindinduzierter Zwangsspannungen beachtet werden.

6.2 Hydratationswärmefreisetzung und Festigkeitsentwicklung

Die Hydratation des Zements ist ein exothermer Vorgang. Abhängig von der Dichte und der spezifischen Wärme des Betons führt die freigesetzte Hydratationswärme zu einer Temperaturerhöhung im Beton. Die verlustfreie, d.h. adiabatische Erwärmung des Betons entspricht einem theoretisch möglichen Maximalwert. Diese

The volume of the matrix exerts a considerable influence on the shrinkage [23]. This was also confirmed by the tests on high strength concretes. Figure 7 shows the autogenous shrinkage of high strength concretes after 6 days and after 100 days as a function of the volume of the matrix. The increase in autogenous shrinkage after 100 days when the volume of the matrix was raised from 300 l/m^3 to 360 l/m^3 was about $0,13 \text{ mm/m}$, i.e. about 60 %.

Autogenous shrinkage covers the entire cross-section substantially uniformly, while drying shrinkage is more strongly marked in the edge zones of a cross-section, which corresponds to the moisture gradients that are developed. This has practical importance and must be considered where necessary when dimensioning components while taking shrinkage-induced constraint stresses into account.

6.2 Release of heat of hydration and development of strength

The hydration of cement is an exothermal process. The heat of hydration released leads to a rise in temperature in the concrete that depends on the density and specific heat of the concrete. The loss-free, i.e. adiabatic, temperature rise of the concrete corresponds to a theoretically possible maximum value. This maximum temperature rise can be found approximately from semi-adiabatic heating curves determined under specified heat storage and heat dissipation conditions if the heat losses occurring in the test are taken into account. The maximum "quasi adiabatic" temperature rise $\max \Delta T_{\text{IHW}}$ calculated in this way correlates closely with the strength developed up to the moment of testing. The relationship between strength and "quasi adiabatic" temperature rise provides an objective criterion by which different concretes can be assessed with respect to optimizing heat release and strength development [16, 17, 18].

Figure 8 shows the temperature curves, measured semi-adiabatically, for a fresh concrete and ambient temperature of 20°C . Because of the different water/cement ratios, and the resulting differing degrees of hydration at the end of the hydration, the final values of the "quasi adiabatic" temperature rises of the high strength concretes investigated are of a comparable level of about 55 K to 60 K. At the end of the test normal concrete reaches about 45 K. The early, intensive, heat release of the high strength concretes in the semi-adiabatic test is attributable to the large reactive surface area of the cement particles, relative to the amount of available water. For a concrete composition that is otherwise the same the maximum temperature rise which occurs is dependent essentially on the type and quantity of the cement and the hydraulic properties of other powder constituents as well as on the possible degree of hydration and hence on the water/cement ratio [17, 24].

Not only the possible heating potential of a concrete, described by the "quasi adiabatic" temperature rise, but also the behaviour

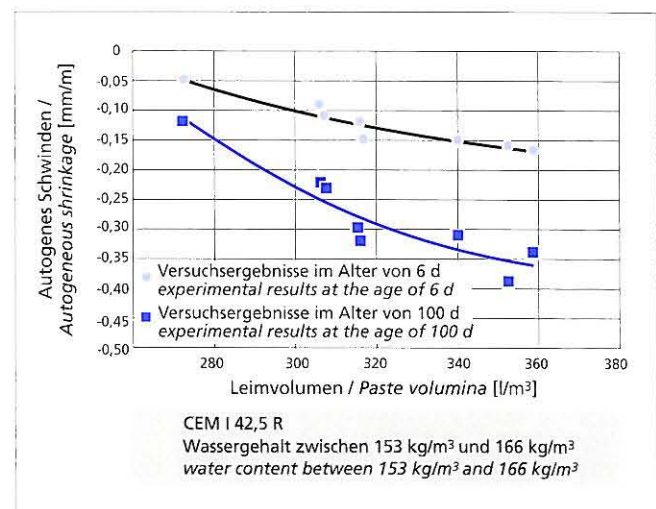


Bild 7: Autogenes Schwinden in Abhängigkeit vom Leimvolumen
Figure 7: Autogenous shrinkage as a function of paste volume

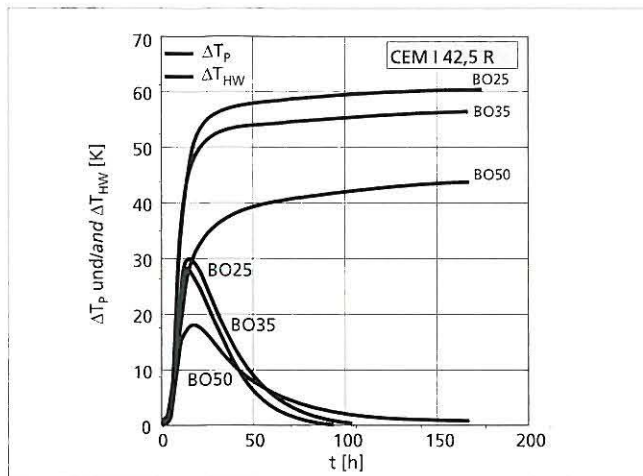


Bild 8: Teiladiabatische Erwärmung ΔT_p und berechnete „quasi adiabatische“ Hydrationswärme ΔT_{HW} in Abhängigkeit von der Zeit nach der Herstellung

Figure 8: Semiadiabatical heating ΔT_p and calculated „quasi-adiabatical“ heat of hydration ΔT_{HW} as a function of time after production

maximale Temperaturerhöhung kann näherungsweise aus teiladiabatischen unter versuchstechnisch gegebenen Wärmespeicher- und Wärmeabflussbedingungen ermittelten Erwärmungsverläufen bestimmt werden, wenn die im Versuch auftretenden Wärmeverluste berücksichtigt werden. Die so berechnete maximale „quasi adiabatische“ Temperaturerhöhung $\max \Delta T_{HW}$ steht in enger Korrelation mit der bis zum Prüfzeitpunkt entwickelten Festigkeit. Mit der Beziehung zwischen Festigkeit und „quasi adiabatischer“ Temperaturerhöhung liegt ein objektives Kriterium vor, mit dem verschiedene Betone hinsichtlich einer Optimierung von Wärmefreisetzung und Festigkeitsentwicklung beurteilt werden können [16, 17, 18].

Bild 8 zeigt die teiladiabatisch gemessenen Temperaturverläufe bei einer Frischbeton- und Umgebungstemperatur von 20 °C. Aufgrund der unterschiedlichen w/z-Werte und den dadurch bedingten unterschiedlichen Hydratationsgraden am Ende der Hydratation liegen die Endwerte der „quasi adiabatischen“ Temperaturerhöhungen der untersuchten hochfesten Betone in einer vergleichbaren Größenordnung von etwa 55 K bis 60 K. Der Normalbeton erreicht am Versuchsende etwa 45 K. Die frühe intensive Wärmefreisetzung der hochfesten Betone im teiladiabatischen Versuch ist auf die, gemessen am Wasserangebot, große reaktive Oberfläche der Zementpartikel zurückzuführen. Die sich einstellende maximale Temperaturerhöhung hängt bei sonst gleicher Betonzusammensetzung im Wesentlichen von der Zementart und -menge, den hydraulischen Eigenschaften weiterer Mehlkornbestandteile sowie vom möglichen Hydratationsgrad und damit vom w/z-Wert ab [17, 24].

Von baupraktischer Bedeutung ist nicht nur das durch die „quasi adiabatische“ Temperaturerhöhung beschreibbare mögliche Erwärmungspotential eines Betons, sondern der zeitlich, durch die Hydratation bestimmte Verlauf der Hydrationswärmefreisetzung. Bild 9 zeigt die durch entsprechende Reifefunktionen [16, 17] auf das wirksame Alter bezogenen zeitlichen Verläufe der „quasi adiabatischen“ Temperaturerhöhung. Einzelne Ergebnisse sind für Betone gleicher Zusammensetzung in Bild 10 zusammengestellt. Auch diese durch die Reifefunktion korrigierten Verläufe sind für die untersuchten hochfesten Betone baupraktisch fast identisch.

Dies bestätigt, dass bei hochfesten Betonen mit niedrigerem w/z-Wert und den dadurch i.d.R. verbundenen höheren Zementgehalten (bei etwa gleichem Zementleimvolumen) der zeitliche Verlauf und die absolute Höhe des Hydrationswärmepotentials bei gleicher Zementart und Zementfestigkeitsklasse etwa gleich sind. Aus Bild 9 und 10 geht auch hervor, dass die Hydratation des Normalbetons BO50 am Ende der Messzeit noch nicht abgeschlossen war, während bei den hochfesten Betonen das Hydrationspotential weitgehend erschöpft ist [26].

Für die Praxis entscheidend ist der zeitliche Verlauf. Bei den hochfesten Betonen treten die mit der Hydrationswärmefrei-

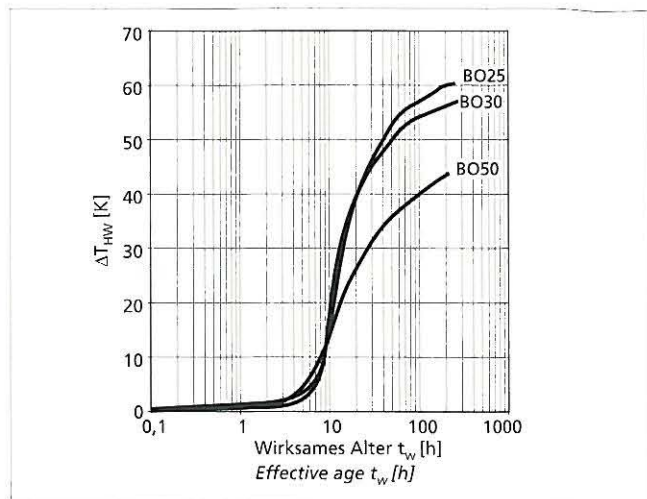


Bild 9: Berechnete Hydrationswärme ΔT_{HW} dargestellt als Temperaturerhöhung des Betons in Abhängigkeit vom wirksamen Alter

Figure 9: Calculated heat of hydration ΔT_{HW} shown as the temperature rise of the concrete as a function of the effective age

pattern of the release of heat of hydration, determined by the hydration, are of practical importance for building work. Figure 9 shows the behaviour with time of the „quasi adiabatic“ temperature rise related to the effective age through the corresponding strength development function [16, 17]. Individual results are summarized in Figure 10 for concretes of the same composition. These behaviour patterns, corrected using the strength development function, are also almost identical for the high strength concretes examined as far as practical building work is concerned.

This confirms that for high strength concretes with low water/cement ratios and the higher cement content normally associated with them (for about the same cement paste volume) the behaviour with time and the absolute level of the potential heat of hydration are about the same for the same type of cement and cement strength class. Figures 9 and 10 also show that the hydration of the normal concrete BO50 was not completed by the end of the measuring period, while with the high strength concretes the hydration potential is largely exhausted [26].

The behaviour with time is crucial in practice. For high strength concretes the beneficial and detrimental effects associated with the release of heat of hydration (e.g. acceleration of the strength development on the one hand and possible constraint stresses on the other) occur more intensively at an early age while the concrete is

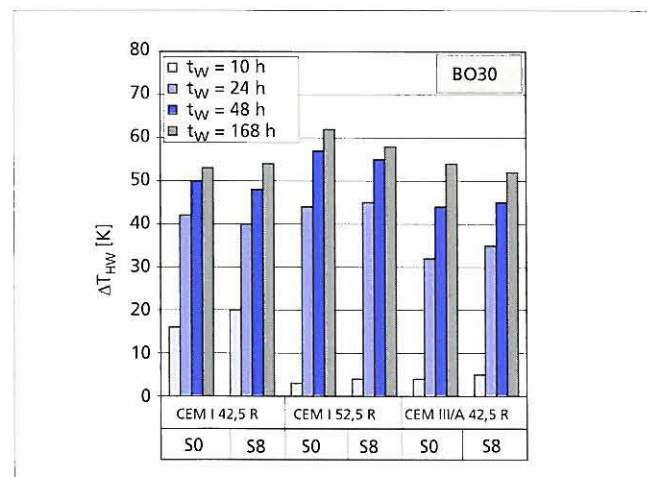


Bild 10: Berechnete Hydrationswärme ΔT_{HW} in Abhängigkeit vom wirksamen Alter und von der Zusammensetzung des Betons

Figure 10: Calculated heat of hydration ΔT_{HW} as a function of the effective age and of the concrete composition

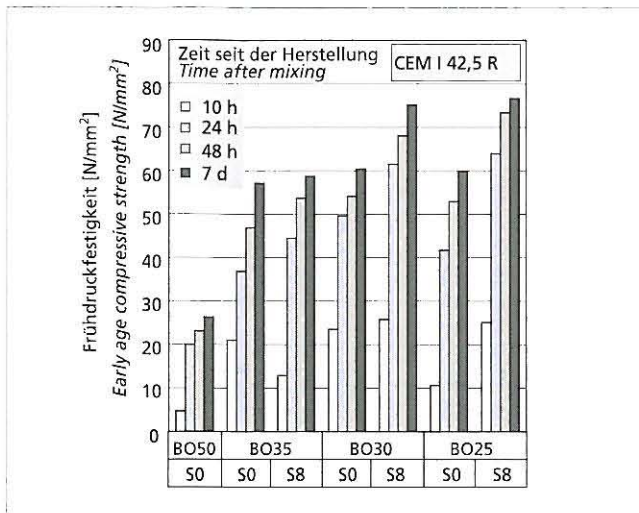


Bild 11: Druckfestigkeitsentwicklung unter teiladiabatischen Bedingungen

Figure 11: Compressive strength under semiadiabatical conditions

setzung verbundenen positiven und negativen Auswirkungen (z.B. Beschleunigung der Festigkeitsentwicklung einerseits und mögliche Zwangsspannungen andererseits) intensiver im frühen Alter des noch jungen Betons auf. Der Einsatz von Silikastaub im hochfesten Beton führt zu geringfügigen Veränderungen der Hydrationswärmefreisetzung, die Unterschiede sind jedoch unter baupraktischen Maßstäben vernachlässigbar (s. Bild 10).

Es ergab sich ein eindeutiger Zusammenhang zwischen der Druckfestigkeit und der Hydrationswärmefreisetzung. Bild 11 zeigt die unter teiladiabatischen Bedingungen gemessene Druckfestigkeitsentwicklung. Bild 12 zeigt die wie bei Normalbeton enge Korrelation zwischen der bis zum Prüfzeitpunkt entwickelten „quasi adiabatischen“ Temperaturerhöhung und der zugehörigen Druckfestigkeit. Allerdings wurden (s. Bild 11) beim hochfesten Beton mit abnehmendem w/z-Wert und besonders infolge der Zugabe von Silikastaub etwas höhere Festigkeiten bei gleicher „quasi adiabatischer“ Temperaturerhöhung gemessen. Dies kann zum einen auf die höheren Temperaturen im teiladiabatischen Versuch zurückgeführt werden. Zum anderen trägt die puzzolanische Reaktion des Silikastaubs bei vergleichbar geringerer Hydrationswärme erheblich zur Festigkeit bei.

Die Festigkeitserhöhung infolge Silikastaubzugabe wird zum einen durch eine Verringerung der Kapillarporosität in der Matrix [27] und zum anderen durch den verbesserten Verbund zwischen Matrix und Gesteinskörnung hervorgerufen.

6.3 Verhalten unter Zwangbeanspruchung

Bild 13 zeigt das Verhalten eines normalfesten und eines hochfesten Betons unter Zwangbeanspruchung in der Temperaturspannungsprüfmaschine bei vorgegebenem Temperaturverlauf. Nach dem Betoneinbau in der Temperaturspannungsprüfmaschine bleibt der Versuchskörper wegen des noch nicht erstarrten Betons während der anfänglichen Erwärmung spannungsfrei. Bei weiterer Erwärmung bewirkt der zunehmende Verformungswiderstand des Betons den Aufbau von Druckspannungen bis kurz vor Erreichen der Höchsttemperatur. Anschließend baut sich die Druckspannung schnell ab. Die dem Null-Durchgang der Spannung zugehörige Temperatur wird als zweite Null-Spannungstemperatur bezeichnet. Bei weiterer Zunahme der behinderten Verformung wird die Rissspannung erreicht. Die zugehörige Temperatur wird als Risstemperatur bezeichnet und beschreibt die Temperatur, auf die der Versuchsbalken abgekühlt werden kann, bevor er reißt. Diese Temperatur hängt wiederum vom Zwangsgrad ab, aber auch von der Höchsttemperatur und vom autogenen Schwinden während des vorgegebenen Temperatur-Zeitverlaufs.

Obwohl sich die untersuchten hochfesten Betone maßgeblich vom Normalbeton im Hinblick auf die Temperatur- und Steifig-

still young. The use of silica fume in high strength concrete leads to very small changes in the release of heat of hydration, but the differences are negligible on a practical construction scale (see Figure 10).

A clear relationship was obtained between the compressive strength and the release of heat of hydration. Figure 11 shows the compressive strength development measured under semi-adiabatic conditions. Figure 12 shows the close correlation, as with normal concrete, between the “quasi adiabatic” temperature rise developed up to the time of testing and the associated compressive strength. However, for the same “quasi adiabatic” temperature rise somewhat higher strengths were measured (see Figure 11) in the high strength concrete with decreasing water/cement ratio and, in particular, as a consequence of the addition of silica fume. On the one hand this can be attributed to the higher temperatures in the semi-adiabatic test, and on the other hand the pozzolanic reaction of the silica fume contributes substantially to the strength with comparatively lower heat of hydration.

The increase in strength as a result of silica fume addition is due partly to a reduction in the capillary porosity in the matrix [27] and partly to the improved bond between matrix and aggregate.

6.3 Behaviour under constraint stressing

Figure 13 shows the behaviour of a normal strength concrete and a high strength concrete under constraint stressing in the temperature-stress testing machine for a given temperature curve. After the concrete has been placed in the temperature-stress testing machine the test piece remains free from stress during the initial heating because the concrete has not yet set. With further heating the increasing deformation resistance of the concrete produces a build-up of compressive stresses until just before the highest temperature is reached. The pressure stress then decreases rapidly. The temperature when the stress passes through zero is designated the second null-stress temperature. The cracking stress is reached as restrained deformation is increased further. The associated temperature is designated the crack temperature and describes the temperature to which the test beam can be cooled before it cracks. This temperature depends in turn not only on the degree of constraint but also on the highest temperature and the autogenous shrinkage during the given temperature-time curve.

Although the high strength concretes examined differed substantially from normal concrete with respect to the development of temperature and stiffness and, above all, with respect to the development of autogenous shrinkage (Figure 13), it was possible to assess their behaviour under constraint in the same way as with normal concrete. The tests showed that the risk of the occurrence of cracks in a centrally constrained component increases approximately in proportion to the highest temperature reached.

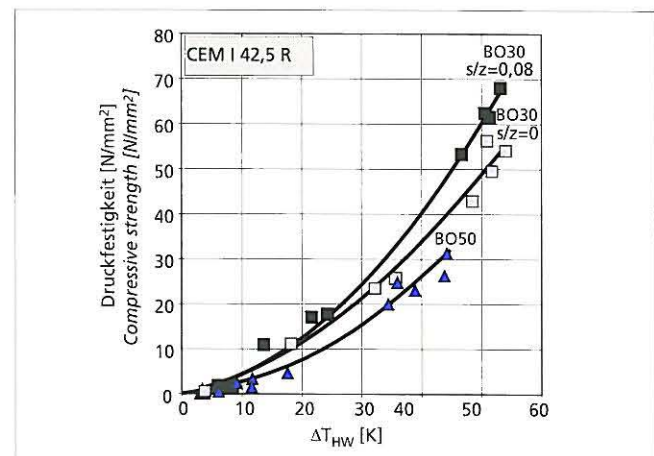


Bild 12: Korrelation zwischen Hydrationswärme ΔT_{HW} und Festigkeit

Figure 12: Correlation between heat of hydration ΔT_{HW} and compressive strength

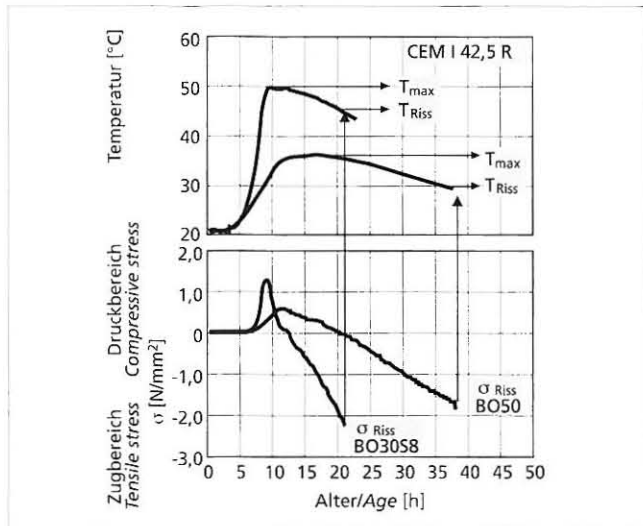


Bild 13: Temperatur- und Spannungsverlauf unter teiladiabatischen Bedingungen bei 100 % Zwang in der Prüfmaschine
Figure 13: Temperature and stress development under semiadiabatic conditions with 100 % restraint in the test machine

keitsentwicklung und vor allem bezüglich der Entwicklung des autogenen Schwindens unterscheiden (Bild 13), war es möglich, eine Beurteilung des Verhaltens unter Zwang wie beim Normalbeton durchzuführen. Die Versuche zeigten, dass das Risiko für das Entstehen von Rissen in einem zentrisch gezwängten Bauteil ungefähr proportional mit der erreichten Höchsttemperatur ansteigt.

In der Regel zeigten Betone, die mit Silikastaub hergestellt wurden, höhere 2. Nullspannungstemperaturen und höhere Risstemperaturen. Dabei handelte es sich um Versuche mit verschiedenen Betonzusammensetzungen bei einer Frischbetontemperatur von rd. 20 °C und einer Umgebungstemperatur von 20 °C. Die ermittelten Risstemperaturen der Betone mit Zementen CEM I 42,5 R und CEM I 52,5 R lagen im Mittel höher als die der Betone mit Zement CEM III/A 42,5 R.

Die Differenz zwischen der 2. Nullspannungstemperatur und der Risstemperatur betrug für die hochfesten Betone infolge autogenen Schwindens bei 100 %-Zwang nur rd. 5 K, während diese Differenz für Normalbetone 8 K bis 10 K [17, 24, 25] beträgt (Bild 14). Durch die Überlagerung von autogenem Schwinden und Temperaturverkürzung infolge abfließender Hydrationswärme steigt die Rissneigung hochfester Betone gegenüber der des Normalbetons.

Bedingt durch die Abhängigkeit der Wärmedehnzahl des jungen Betons und des autogenen Schwindens vom Hydrationsgrad kann nur von einer begrenzten Superposition zwischen Verformungen und Temperaturgang ausgegangen werden. Bild 15 zeigt beispielhaft für den Beton BO30S8 den zeitlichen Verlauf der Gesamtverformung, gemessen am unbehindert gelagerten Prüfkörper und im Vergleich dazu die berechnete Temperaturverformung.

Die Differenz zwischen der gesamten Dehnung bei 0 %-Zwang und der Temperaturdehnung (s. Bild 15) ist auf das autogene Schwinden zurückzuführen. Allerdings ist diese Differenz größer als das autogene Schwinden des Betons, wie es unter isothermen Bedingungen gemessen wurde (s. Bild 4). Dies verdeutlicht die Zunahme des autogenen Schwindens unter Temperatureinwirkung und belegt, dass trotz höherer Zugfestigkeit die hochfesten Betone nach kurzer Abkühlzeit ihre Risslast erreichen. Dabei sind die Spannungen, die zum Bruch des Betonbauteils führen können, von der Betonzusammensetzung, von der Frischbetontemperatur, von der Umgebungstemperatur und von den Lagerungsbedingungen, die den Temperaturgang beinhalten, abhängig. Darüber hinaus ist an dieser Stelle zu beachten, dass die Superposition zwischen Temperaturdehnung und autogenem Schwinden nur als Vereinfachung

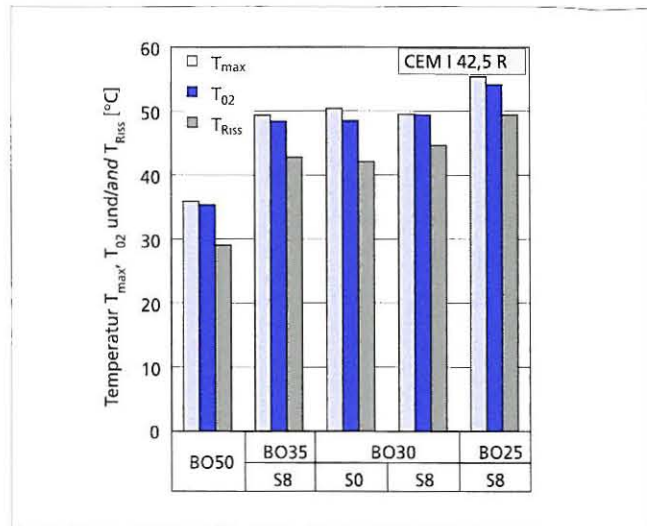


Bild 14: Maximale Temperatur T_{max} , T_{02} und Risstemperatur T_{Riss} für die Spannungsverläufe unter teiladiabatischen Bedingungen bei 100 %-Zwang

Figure 14: Maximal temperature T_{max} , T_{02} and crack temperature T_{Riss} for the stress development under semiadiabatic conditions and 100 % restraint

As a rule, concretes which had been produced with silica fume exhibited higher 2nd null-stress temperatures and higher crack temperatures. This involved tests with different concrete compositions at a fresh concrete temperature of about 20 °C and an ambient temperature of 20 °C. The measured crack temperatures for the concretes made with CEM I 42,5 R and CEM I 52,5 R cements were on average higher than those of the concretes made with CEM III/A 42,5 R cement.

The difference between the 2nd null-stress temperature and the crack temperature at 100 % constraint was only about 5 K for the high strength concretes as a result of autogenous shrinkage, while for normal concretes this difference is 8 K to 10 K [17, 24, 25] (Figure 14). The tendency of high strength concretes to crack increases compared with that of normal concrete due to the superimposition of autogenous shrinkage and temperature-induced shortening resulting from the dissipation of heat of hydration.

Due to the dependence of the coefficient of thermal expansion of the young concrete and of the autogenous shrinkage on the degree of hydration it is only possible to assume limited coincidence between the deformation and the temperature behaviour pattern. Using the example of concrete BO30S8 Figure 15 shows the behaviour with time of the overall deformation measured on the test pieces stored without constraint compared with the calculated temperature deformation.

The difference between the overall expansion without constraint (0 % restraint) and the temperature-induced strain (see Figure 15) is attributable to the autogenous shrinkage. However, this difference is greater than the autogenous shrinkage of the concrete as measured under isothermal conditions (see Figure 4). This illustrates the increase in autogenous shrinkage under the influence of temperature and confirms the fact that, in spite of higher tensile strength, the high strength concretes reach their cracking loads after short cooling times. The stresses that can lead to fracture of the concrete component are dependent on the concrete composition, the fresh concrete temperature, the ambient temperature and the storage conditions which include the temperature behaviour pattern. It should also be taken into account here that the coincidence between temperature-induced strain and autogenous shrinkage should only be seen as a simplification. In order to separate the temperature-induced strain from the autogenous shrinkage it is necessary to take account of the influence of the degree of hydration on the autogenous shrinkage. This problem requires further investigation [15, 28].

Any measures which reduce the restraint of the deformation of a component are suitable for avoiding cracks in components made of

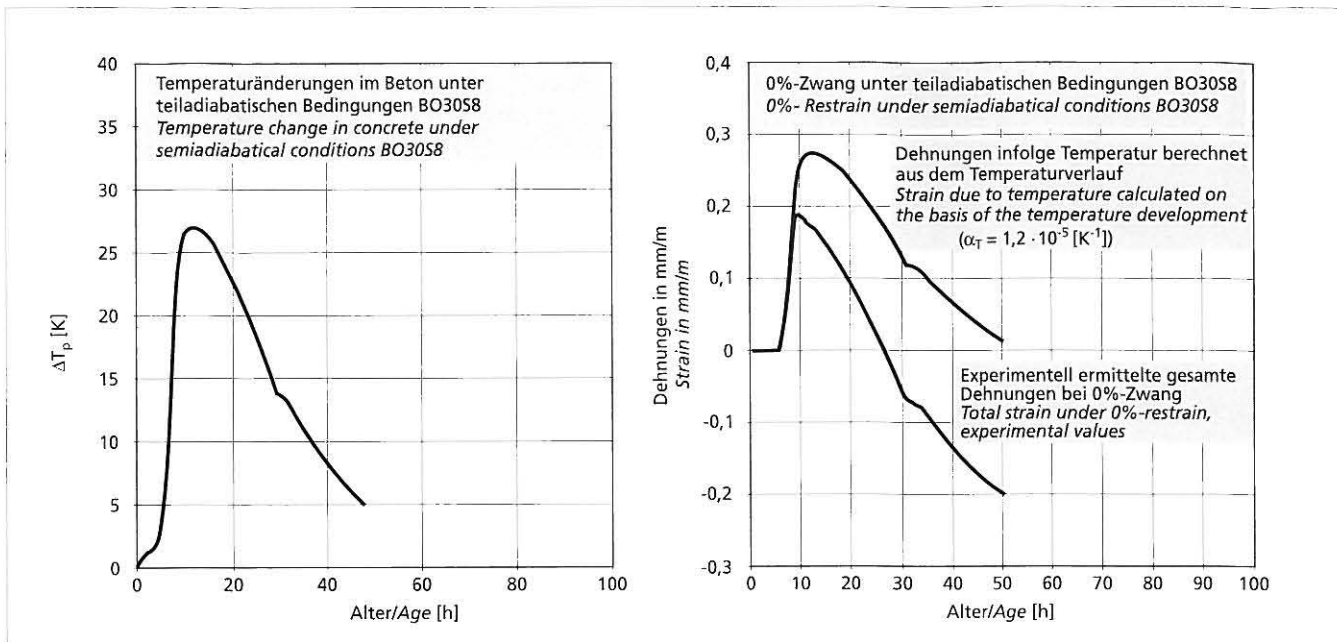


Bild 15: Temperaturverlauf und Dehnungen unter teiladiabatischen Bedingungen ohne Verformungsbehinderung in der Temperatur-Spannungs-Prüfmaschine

Figure 15: Temperature development and strain under semiadiabatical conditions without deformation restraint in the temperature-stress test machine

chung anzusehen ist. Um die Temperaturdehnung vom autogenen Schwinden trennen zu können, muss der Einfluss des Hydratationsgrads auf das autogene Schwinden berücksichtigt werden. Diese Fragestellung muss noch weiter untersucht werden [15, 28].

Zur Vermeidung von Rissen in Bauteilen aus hochfestem Beton sind alle Maßnahmen besonders geeignet, die zu einer Verringerung der Verformungsbehinderung des Bauteiles führen, da sich das autogene Schwinden in der Regel nicht vermeiden lässt. Ziel sollte es auch sein, die maximale Erwärmung zu vermindern. Letztere Maßnahme zur Verminderung von rissförderndem Zwang gilt für hochfesten und normalfesten Beton gleichermaßen.

7 Zusammenfassung

Durch die dichte und feste Zementstein- bzw. Mehlkornmatrix und den verbesserten Verbund zwischen Matrix und Gesteinskörnung unterscheiden sich hochfeste Betone von Normalbetonen. Wegen des niedrigen Wasserzementwerts werden in hochfesten Betonen nur Hydratationsgrade erreicht, die unter denen von Normalbetonen liegen. Dies hat Auswirkungen auf die Volumenänderungen sowie die Gefügeentwicklung und Hydratationswärme-freisetzung.

Die Schwindverformung wird in erheblichem Maße durch die innere Austrocknung verursacht und tritt zeitgleich mit der Festigkeitsentwicklung auf. Die Hydratationswärme wird bei hochfesten Betonen im frühen Alter in höheren Raten freigesetzt. Jedoch besteht wie beim normalfesten Beton auch beim hochfesten Beton eine enge Korrelation zwischen Hydratationswärme-freisetzung und Festigkeitsentwicklung. Bei verformungs-behindert gelagerten Betonbauteilen überlagert sich im jungen Alter die Zwangsbeanspruchung infolge Hydratationswärme mit dem autogenen Schwinden. Daher weist hochfester Beton im Vergleich zum Normalbeton eine höhere Rissneigung im jungen Alter auf.

high strength concrete because, as a rule, it is not possible to avoid the autogenous shrinkage. The aim should also be to reduce the maximum temperature rise. The latter measure for avoiding crack-promoting constraint applies equally to high strength and normal strength concretes.

7 Summary

High strength concretes differ from normal concretes in their strong dense hardened cement paste matrix and ultrafines matrix and the improved bond between matrix and aggregate. Because of their low water/cement ratios high strength concretes reach lower levels of hydration than those of normal concretes. This affects the changes in volume as well as the development of the microstructure and the release of heat of hydration during hydration.

The shrinkage deformation is caused to a great extent by internal drying and occurs at the same time as the strength development. The heat of hydration is released at an early age and at higher rates in high strength concretes. However, as with normal strength concrete, there is also a close relationship in high strength concrete between release of heat of hydration and strength development. In concrete elements which are restrained during deformation the internal constraint stresses in the young concrete are caused by the superposition of the heat of hydration and the autogenous shrinkage. High strength concrete therefore exhibits a greater tendency to cracking than normal concrete when young.

Literatur / Literature

- [1] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Hochfester Beton; Sachstandsbericht. Schriftenreihe des DAfStb, Heft-Nr. 438, Berlin, 1994
- [2] König, H.; Grimm, R.: Hochleistungsbeton. Betonkalender 2000, Ernst & Sohn, Berlin, 2000; S. 327–439
- [3] Goldmann, A.; Bentur, A.: Effect of Pozzolanic and Non-Reactive Microfillers on the transition zone in high strength concretes. Interfaces in Cementitious Composites, Verlag E & FN Spon, London 1992, Beitrag 6
- [4] Schießl, P.; Meng, B.: The Reaction of Silica Fume at Early Ages, Proceedings of the 10th International Congress on the Chemistry of Cement, Vol. 3: Additives, Admixtures, Characterisation Techniques. International Congress on the Chemistry of Cement, Göteborg 1997
- [5] Huber, H.: Hochleistungsbeton – Internationaler Stand und Folgerungen. Zement und Beton, 1993, Heft 3, S. 2–4
- [6] Aitcin, P.; Neville, A.; Acker, P.: Integrated point of view of shrinkage deformation. Concrete International, September 1997, S. 35–41
- [7] Justnes, H.; van Gemert, D.; Verboven, F.; Sellevold, E. J.: Total and external chemical shrinkage of low w/c ratio cement pastes. Advances in Cement Research, Heft 31, 1996, S. 121–126
- [8] Persson, B.: On the under-pressure in the pore water of sealed high performance concrete, HPC. Concrete Science and Engineering, 2000, Heft 8, S. 213–221
- [9] Müller, H. S.; Kvissel, V.: Kriechen und Schwinden von Beton. Grundlagen der neuen DIN 1045 und Ansätze für die Praxis. Beton- und Stahlbetonbau, 2002, Heft 1, S. 8–19
- [10] Baroghel-Bouny, V.: Experimental Study on Drying Shrinkage of Ordinary and High-Performance Cementitious Materials. International RILEM Workshop on shrinkage on concrete. Shrinkage 2000, Paris, 2000, RILEM Publications, S. 215–232
- [11] Persson, B. S. M.: Shrinkage of High-Performance concrete. Autogeneous Shrinkage of Concrete. Proceedings of the international workshop organized by Japan Concrete Institute, Hiroshima, 1998. E&FN Spon, London 1999, S. 105–120
- [12] Hammer, T. A.: Test method for linear measurements of autogeneous shrinkage before setting. Autogeneous Shrinkage of Concrete. Proceedings of the international workshop organized by Japan Concrete Institute, Hiroshima, 1998, E&FN Spon, London 1999, S. 143–154
- [13] Barcelo, L.; Boivin, S.; Acker, P.; Toupin, J.; Clavoud, B.: Early age shrinkage of concrete: back to physical mechanisms. Concrete Science and Engineering, Heft 10, 2001, S. 85–91
- [14] Bergner, H.: Rißbreitenbeschränkung zwangbeanspruchter Bauteile aus hochfestem Normalbeton. DAfStb: Schriftenreihe 482. Beuth, Berlin, 1997
- [15] Sule, M.; van Breugel, K.: Cracking behaviour of reinforced concrete subjected to early-age shrinkage. Materials and Structures 34, Juni 2001, S. 284–292
- [16] Grube, H.; Hintzen, W.: Prüfverfahren zur Voraussage der Temperaturerhöhung im Beton infolge Hydratationswärme des Zements. Beton 43 (1993) Heft 5, S. 230–234, und Heft 6, S. 292–295
- [17] Hintzen, W.: Zum Verhalten des jungen Betons unter zentrischem Zwang beim Abfließen der Hydratationswärme. Schriftenreihe der Zementindustrie 59, Verlag Bau+Technik, Düsseldorf 1998
- [18] Zement-Taschenbuch 2002. Verein Deutscher Zementwerke e.V. Düsseldorf. Verlag Bau+Technik, Düsseldorf 2002
- [19] Thielen, G.; Grube, H.: Maßnahmen zur Vermeidung von Rissen im Beton. Beton- und Stahlbetonbau 85, 1990, Heft 6, S. 161–167
- [20] Schöppel, K.; Breitenbücher, R.; Springenschmidt, R.: Untersuchungen von Massbeton in der Temperaturspannungs-Prüfmaschine. Concrete Precasting Plant and Technology, 1990, Heft 2, S. 48–55
- [21] Hua, C.; Acker, P.; Ehrlicher, A.: Analyses and models of the autogeneous shrinkage of hardening cement paste. Cement and Concrete Research, 1995, Heft 7, S. 1457–1468
- [22] Radocea, A.: Autogeneous volume change of concrete at very early age. Magazine of Concrete Research, 1998, Heft 2, S. 107–113
- [23] Grube, H.: Ursachen des Schwindens von Beton und Auswirkungen auf Betonbauteile. Schriftenreihe der Zementindustrie 52. Beton-Verlag, Düsseldorf 1991.
- [24] Hintzen, W.; Thielen, G.: Betontechnische Einflüsse auf die Rissbildung infolge Hydratationswärme. beton 49 (1999) H. 10, S. 595–599 und H. 11, S. 655–658
- [25] Grube, H.; Hintzen, W.: Verminderung der Rissbildung in Tunnelinnenschalen aus Ortbeton. Bauingenieur, 2000, H. 3, S. 123–130
- [26] Thielen, G.; Alonso, M. T.: Festigkeitsentwicklung und Schwinden von hochfestem Beton. Sonderpublikation Bauingenieur. Massivbau 2002, Entwicklung und Anwendung. K. Zilch (Hrsg.). Springer-VDI-Verlag, Düsseldorf, April 2002
- [27] Brooks, J. J.; Cabrera, J. G.; Megat Johari, M. A.: Factors affecting the autogenous shrinkage of silica fume High-Strength concrete. Autogenous Shrinkage of Concrete. Proceedings of the international workshop organized by Japan Concrete Institute, Hiroshima, 1998. E&FN Spon, London 1999, S. 195–210
- [28] Bjontegaard, O.; Sellevold, E. J.: Interaction between thermal dilation and autogenous deformation in high performance concrete. Materials and Structures 34, Juni 2001, S. 266–272

Sulfatwiderstand unterschiedlich zusammengesetzter Betone

Sulfate resistance of concretes with different compositions

Übersicht

Nach der in Deutschland gültigen Betonnorm DIN EN 206-1/DIN 1045-2 sind bei einem möglichen Sulfatangriff der Expositionsklassen XA2 (bis 3 000 mg Sulfat/l) und XA3 (> 3 000 mg Sulfat/l) HS-Zemente einzusetzen. Seit 1996 können bei einer Exposition bis 1 500 mg Sulfat/l anstelle von HS-Zementen auch Zement/Flugasche-Gemische verwendet werden. Die den Regelungen zugrunde liegenden Untersuchungen und Prüfverfahren wurden bei 20 °C Raumtemperatur durchgeführt. Die besonders bei Gründungsbauwerken auftretenden niedrigeren Temperaturen werden dadurch jedoch nicht erfasst. Ausgehend von der Beobachtung einer speziellen Form des Sulfatangriffs, der schädigenden Thaumasytbildung, geriet insbesondere während der letzten drei Jahre das Verhalten von Betonen und Mörteln bei einem Sulfatangriff in Verbindung mit niedrigen Temperaturen in die Diskussion. Die Untersuchungen, über die hier berichtet wird, hatten zum Ziel, die Erkenntnisse zum Sulfatwiderstand bei niedrigen Temperaturen zu verbessern. Insbesondere sollte das Verhalten von Zement/Flugasche-Gemischen geprüft und Ursachen einer möglichen schädigenden Thaumasytbildung untersucht werden. Zu diesem Zweck wurden Prüfkörper aus unterschiedlich zusammengesetzten Mörteln und Betonen einem definierten Sulfatangriff (Sulfatlagerung) ausgesetzt. Die fallweise beobachteten Schädigungen äußerten sich sowohl als Dehnungen und Rissbildungen als auch in Form von Gefügeveränderungen. Diese wurden in Abhängigkeit von den eingesetzten Zementen und Zementbestandteilen erfasst und ausgewertet. Die Untersuchungsergebnisse zeigen, dass HS-Zemente nach DIN 1164 nicht nur bei 20 °C, sondern auch bei niedriger Temperatur (hier 8 °C) die Eigenschaft „hoher Sulfatwiderstand“ aufweisen. Solche HS-Zemente eignen sich also für Bauwerke, die einem möglichen Sulfatangriff (Expositionsklasse XA1 bis XA3 nach DIN EN 206-1) ausgesetzt sind, unabhängig von der zu erwartenden Umgebungstemperatur. Zement/Flugasche-Gemische zeigten bei niedriger Temperatur einen deutlich verringerten Sulfatwiderstand, im Vergleich zu Prüfungen bei 20 °C. Die Bedeutung dieses Ergebnisses für die Baupraxis muss jedoch noch weiter untersucht werden. Eine schädigende Thaumasytbildung wurde bei niedriger Temperatur nur bei den Mörteln und Betonen festgestellt, die auch bei 20 °C keinen ausreichenden Sulfatwiderstand aufwiesen. Die typischen Thaumasytschäden traten nur da auf, wo zuvor eine Schädigung durch sekundäre Ettringitbildung stattgefunden hatte. Mörtel und Betone aus HS-Zementen, auch in Kombination mit Kalksteinmehl- und/oder Flugaschezusatz, blieben in allen Untersuchungen ungeschädigt.

Abstract

According to the concrete standard DIN EN 206-1/DIN 1045-2, which applies in Germany, high sulfate-resisting cements have to be used for possible sulfate attack of the exposure classes XA2 (up to 3 000 mg sulfate/l) and XA3 (> 3 000 mg sulfate/l). Since 1996 it has also been permissible to use cement/fly ash mixtures instead of high sulfate-resisting cements for exposure up to 1 500 mg sulfate/l. The investigations and test methods on which the regulations are based were carried out at a room temperature of 20 °C. However, this does not cover the lower temperatures which may occur, especially with foundation structures. Based on the observation of a specific type of sulfate attack – the damaging formation of thaumasite – there has been a debate, especially during the last three years, about the behaviour of concretes and mortars during sulfate attack in conjunction with low temperatures. The investigations which are reported here were aimed at improving the understanding of sulfate resistance at low temperatures. In particular, the intention was to test the behaviour of cement/fly ash mixtures and investigate causes of possible damaging thaumasite formation. Test pieces made of mortars and concretes with different compositions were therefore exposed to a specific sulfate attack (sulfate storage). The damage observed in some cases was apparent not only as expansion and cracking but also in the form of changes to the microstructure. These were recorded and evaluated in relation to the cements and cement constituents used. The results of the investigation showed that high sulfate-resisting cements complying with DIN 1164 exhibit the property of “high sulfate resistance” not only at 20 °C but also at low temperature (in this case 8 °C). Such high sulfate-resisting cements are therefore suitable for structures which are exposed to possible sulfate attack (exposure classes XA1 to XA3 as defined in DIN EN 206-1), regardless of the expected ambient temperature. Cement/fly ash mixtures exhibited significantly reduced sulfate resistance at low temperature when compared to tests at 20 °C. However, the significance of this result for building practice must be investigated further. Damaging thaumasite formation at low temperature was detected only in the mortars and concretes which did not exhibit adequate sulfate resistance even at 20 °C. The typical thaumasite damage occurred only where there had been previous damage through secondary ettringite formation. Mortars and concretes made with high sulfate-resisting cements, including in combination with added limestone meal and/or fly ash, remained undamaged in all investigations.

1 Einleitung

Sulfathaltige Wässer, Böden und Gase stellen eine potenzielle Gefährdung für die Dauerhaftigkeit von Betonbauwerken dar. Kommt es zu einem Sulfatangriff und hat der Beton oder Mörtel keinen ausreichenden Widerstand gegenüber den angreifenden Sulfationen, sind Schädigungen die Folge. Diese reichen von Trei-

1 Introduction

Water, soils and gases which contain sulfate represent a potential threat to the durability of concrete structures. If a sulfate attack occurs and the concrete or mortar does not have sufficient resistance to the attacking sulfate ions then damage results. This damage ranges from expansion phenomena to weakening of the microstruc-

erscheinungen bis hin zu Entfestigungen. Um solch schädigende Reaktionen zu vermeiden, enthalten die Regelwerke in Deutschland Festlegungen zur Herstellung und zum Einsatz von Beton mit hohem Sulfatwiderstand. Darin werden sowohl Expositionsclassen für das angreifende Medium als auch entsprechende betontechnologische Maßnahmen vorgegeben. In DIN 4030 (1991), DIN EN 206-1/ DIN 1045-2 und DIN 1164 (2000) sowie in der Anwendungsrichtlinie des DAfStb für Steinkohlenflugasche [1-4] findet man die für Deutschland gültigen Regelungen (Tafel 1). Das in den Normen verankerte Sicherheitskonzept schreibt sowohl die Verwendung von Zement mit hohem Sulfatwiderstand als auch zusätzlich die Herstellung von dichtem Beton mit hohem Diffusionswiderstand vor. Der geforderte Widerstand beruht damit auf einem chemischen und einem physikalischen Anteil.

Nach DIN 1164 gelten als Zemente mit hohem Sulfatwiderstand:

- CEM I-HS, Portlandzement mit einem rechnerischen Aluminatgehalt von höchstens 3 M.-% und einem Al_2O_3 -Gehalt von höchstens 5 M.-%
- CEM III/B-HS + CEM III/C-HS, Hochofenzement mit mindestens 66 M.-% Hüttensand und höchstens 34 M.-% Portlandzementklinker.

Durch die Umsetzung der beschriebenen Maßnahmen in die Praxis treten Schäden durch Sulfatangriff in Deutschland praktisch nicht mehr auf. Ähnliches gilt für die meisten anderen europäischen Länder.

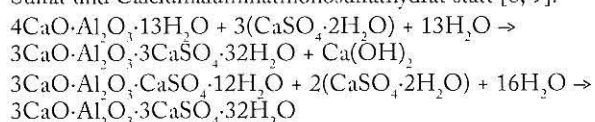
In Großbritannien wurde hingegen während der letzten 15 Jahre in über 80 Fällen eine spezielle Sulfatschädigung an Betonbau- und Mauerwerken festgestellt, die so genannte Thaumastform des Sulfatangriffs (im Englischen TSA „thaumasite form of sulfate attack“). Vereinzelt wurden solche Schäden auch aus anderen Ländern, z.B. in Nordamerika oder Skandinavien bekannt. Im Allgemeinen sind Betonfundamente von Brücken und Gebäuden betroffen, die im Erdboden einem starken Sulfatangriff ausgesetzt waren. Die im Erdreich vorherrschenden mittleren Temperaturen liegen in Deutschland und den benachbarten Ländern bei etwa 9 °C. Auch unter Berücksichtigung der jahreszeitlichen Schwankungen bleiben die Temperaturen im Erdboden meist deutlich unter 20 °C, der Temperatur, bei der üblicherweise die Laborprüfungen zum Sulfatwiderstand durchgeführt werden. Angestoßen durch die in Großbritannien beobachteten Thaumastschäden, wurden in der jüngeren Vergangenheit von einigen Laboratorien auch Untersuchungen zum Sulfatwiderstand von Mörteln und Betonen bei niedrigen Temperaturen durchgeführt [5-7].

Am Forschungsinstitut der Zementindustrie fanden solche Untersuchungen während der letzten zweieinhalb Jahre mit folgenden Schwerpunkten statt: Zum einen sollte geprüft werden, ob niedrige Temperaturen (hier 8 °C) Einfluss auf den Sulfatwiderstand, insbesondere bei Mörteln und Betonen aus Zement/Flugasche-Gemischen haben. Zum anderen sollten die möglichen Ursachen und Mechanismen einer schädigenden Thaumastbildung bei Mörtel und Beton, in Abhängigkeit von den eingesetzten Zementen und ihren Zementbestandteilen untersucht werden. Diese Untersuchungen wurden über die Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungseinrichtungen „Otto von Guericke“ e.V. (AiF) gefördert.

2 Stand der Erkenntnisse

2.1 Schädigende Reaktionen bei äußerem Sulfatangriff

Die Eigenschaft hoher Sulfatwiderstand von CEM I-HS Zementen beruht im Wesentlichen darauf, dass der Klinker kein oder nur geringe Mengen an Aluminat enthält. Bei einem Sulfatangriff stehen daher als wesentliche Reaktionspartner für das Sulfat nur die Hydrationsprodukte des Calciumaluminats zur Verfügung. Die bei einer Sulfatschädigung ablaufenden Reaktionen finden zwischen den Sulfationen und hydratisiertem Calciumaluminathydrat bzw. zwischen Sulfat und Calciumaluminatmonosulfathydrat statt [8, 9]:



Als Reaktionsprodukt entsteht dabei Ettringit. Da dieser Ettringit nicht während des „Erstarrens“ im Beton oder Mörtel gebildet

wird. To avoid these damaging reactions the regulations in Germany contain provisions concerning the production and use of concretes with high sulfate resistance. They specify exposure classes for the attacking medium as well as appropriate concrete technology measures. The regulations that apply in Germany (Table 1) are to be found in DIN 4030 (1991), DIN EN 206-1/DIN 1045-2 and DIN 1164 (2000) as well as in the application guidelines for coal fly ash issued by the DAfStb (German Association for Reinforced Concrete) [1-4]. The safety strategy on which the standards are based provides both for the use of cement with high sulfate resistance and also for the production of dense concrete with high diffusion resistance. The required resistance therefore has a chemical component and a physical component.

According to DIN 1164 the following count as cements with high sulfate resistance:

- CEM I-HS, Portland cement with a maximum calculated aluminate content of 3 wt.% and a maximum Al_2O_3 content of 5 wt.%
- CEM III/B-HS + CEM III/C-HS, blastfurnace cements containing at least 66 wt.% granulated blastfurnace slag and not more than 34 wt.% Portland cement clinker.

Implementation of the described measures has meant that in practice there is virtually no longer any damage by sulfate attack in Germany. A similar situation applies to the majority of other European countries.

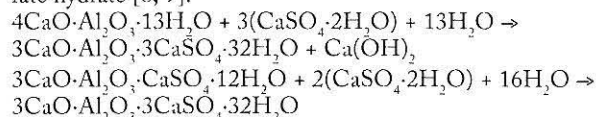
In Great Britain, on the other hand, over 80 cases of a special type of sulfate damage to concrete and masonry structures were detected over the last 15 years – the thaumasite form of sulfate attack (TSA). Such damage has also been known in isolated instances in other countries, such as North America or Scandinavia. In general it has affected concrete foundations of bridges and buildings which are exposed to severe sulfate attack in the ground. The average temperatures prevailing in the soil in Germany and adjacent countries are around 9 °C. Even taking into account the seasonal fluctuations the temperatures in the soil usually remain significantly below 20 °C, the temperature at which the laboratory tests of sulfate resistance are usually carried out. Prompted by the thaumasite damage observed in Great Britain investigations have also been carried out by some laboratories in the recent past into the sulfate resistance of mortars and concretes at low temperatures [5-7].

Such investigations have been carried out during the last two and a half years at the Research Institute of the Cement Industry focusing on the following aspects. The intention was firstly to check whether low temperatures (in this case 8 °C) affect the sulfate resistance, especially for mortars and concretes made from mixtures of cement and fly ash, and secondly to investigate the possible causes and mechanisms of harmful thaumasite formation in mortar and concrete as a function of the cements used and their cement constituents. These investigations were supported by the “Otto von Guericke” AiF (Federation of Industrial Research Associations).

2 Current state of knowledge

2.1 Harmful reactions during external sulfate attack

The high sulfate resistance property of CEM I-HS cements is based essentially on the fact that the clinker contains little or no aluminate. During a sulfate attack the only significant reaction partners available for the sulfate are the hydration products of the calcium aluminate. The reactions occurring during sulfate damage take place between the sulfate ions and hydrated calcium aluminate hydrate or between sulfate and calcium aluminate monosulfate hydrate [8, 9]:



Ettringite is produced as the reaction product. This ettringite was not formed in the concrete or mortar during the “setting”, but only afterwards, i.e. as a “secondary” product, so it is also referred to as secondary ettringite. In principle the aluminate ferrite phase exhibits analogous reactions to the aluminate phase. The reactions to form calcium aluminate ferrite hydrate and monosulfate even-

Tafel 1: Maßnahmen zur Herstellung von Beton mit hohem Widerstand gegen einen Angriff sulfathaltiger Wässer

Expositions-kategorie / Sulfatkonzentration [mg SO ₄ ²⁻ /l]	Angriffsgrad	Betontechnische Maßnahme
< 200	nicht angreifend	keine
XA1/200 bis 600	schwach	Wasserzementwert ≤ 0,60; Mindestbetondruckfestigkeitsklasse C25/30
XA2/600 bis 1500	mäßig	Wasserzementwert ≤ 0,50; Mindestbetondruckfestigkeitsklasse C35/40; HS-Zement oder Mischung aus CEM II/A-T, CEM II/B-T oder CEM III/A mit mind. 10 M.-% Flugasche bzw. CEM I, CEM II/A-S, CEM II/B-S oder CEM II/A-LL mit mind. 20 M.-% Flugasche, dabei w/(z+0,4f)
XA2/1500 bis 3000	mäßig	Wasserzementwert ≤ 0,50; Mindestbetondruckfestigkeitsklasse C35/40; HS-Zement
XA3/ > 3000	stark	Wasserzementwert ≤ 0,45; Mindestbetondruckfestigkeitsklasse C35/40; HS-Zement; Schutz des Betons

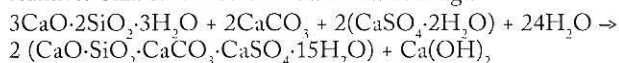
Table 1: Measures for the production of concrete with high sulfate resistance against attack by water containing sulfate

Exposure class / sulfate concentration [mg SO ₄ ²⁻ /l]	Degree of attack	Concrete technology measures
< 200	not aggressive	none
XA1/200 to 600	weak	water/cement ratio ≤ 0,60; minimum compressive strength class C25/30
XA2/600 to 1500	moderate	water/cement ratio ≤ 0,50; minimum compressive strength class C35/40; SR-cement or mixture of CEM III/A-T, CEM II/B-T or CEM III/A with minimum 10 % by mass fly ash or even CEM I, CEM III/A-S, CEM II/B-S or CEM III/A-LL with minimum 20 % by mass fly ash, using w/(c+0,4f)
XA2/1500 to 3000	moderate	water/cement ratio ≤ 0,50; minimum compressive strength class C35/40; SR-cement
XA3/ > 3000	strong	water/cement ratio ≤ 0,45; minimum compressive strength class C35/40; SR-cement; protection of the concrete

wurde, sondern erst im Nachhinein, also „sekundär“, spricht man auch von sekundärem Ettringit. Die Aluminatferritphase zeigt grundsätzlich analoge Reaktionen zu der Aluminatphase. Die Reaktionen zu Calciumaluminatferrithydrat und Monosulfat, bis hin zu Ettringit sind jedoch deutlich langsamer, wodurch in diesem Fall das Auftreten von sekundärem Ettringit deutlich vermindert ist.

Bei einem Sulfatangriff können die Sulfationen auch mit Calciumhydroxid (Portlandit) zu sekundärem Gips reagieren. Die sekundäre Gipsbildung ist in der Praxis jedoch von geringerer Bedeutung, da höhere Sulfatkonzentrationen als bei der Ettringitbildung benötigt werden oder zusätzlich Magnesiumionen vorhanden sein müssen [9, 10].

Sulfationen können auch zur Bildung von Calciumsilicatcarbonatsulfathydrat (Thaumasit) beitragen. Als Reaktionspartner für das Sulfat wird bei dieser Reaktion nicht Aluminat, sondern reaktives Siliziumdioxid und Carbonat benötigt:



Weiterhin ist diese Reaktion nur möglich, wenn ausreichend Wasser vorhanden ist und die Temperatur unterhalb von etwa 15 °C liegt. Dies ist der Grund, weshalb insbesondere Betonbauteile von Thaumasit Schäden betroffen sind, die sich im Erdreich befinden. Das für die Reaktion benötigte Carbonat kann sowohl in fester Form als calciumcarbonathaltiger Zement- oder Gesteinskörnungsbestandteil zur Verfügung stehen als auch durch carbonathaltiges Wasser oder Luft-CO₂ eingetragen werden. Das für eine Thaumasitbildung ebenfalls erforderliche Siliziumdioxid (SiO₂) liegt in der Zementsteinmatrix von Betonen und Mörteln in Form von Calciumsilicathydraten oder als noch nicht reagierte Klinker-, Hüttensand- oder Steinkohlenflugaschepartikel vor. Da Thaumasit auch bei reinen Portland-Zementsteinproben gefunden wurde, bedeutet dies, dass mit Calciumsilicathydraten prinzipiell eine SiO₂-Quelle für die Reaktion zur Verfügung steht. Die Reaktion von Calciumsilicathydrat hin zu Thaumasit bedingt eine Entfestigung des Zementsteins. Bei den beobachteten Schadensfällen hat man daher anstelle eines festen Betongefüges nur noch eine weiche Masse vorgefunden [11, 12].

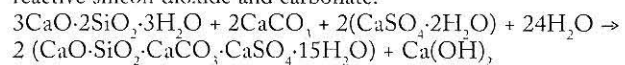
2.2 Wirksamkeit von Zement/Flugasche-Gemischen

Bis 1500 mg Sulfat/l im angreifenden Wasser ist nach der Betonnorm alternativ zu HS-Zementen auch der Einsatz von Zement/Flugasche-Gemischen möglich (Tafel 1). Diese Regelung wurde 1996

tually ending with ettringite are, however, significantly slower, so that in this case the occurrence of secondary ettringite is significantly reduced.

During a sulfate attack the sulfate ions can also react with calcium hydroxide (portlandite) to form secondary gypsum. However, in practice the secondary gypsum formation is of lesser importance as higher sulfate concentrations are required than for ettringite formation or else additional magnesium ions must be present [9, 10].

Sulfate ions can also contribute to the formation of calcium silicate carbonate sulfate hydrate (thaumasite). In this reaction the requisite reaction partners for the sulfate are not aluminate but reactive silicon dioxide and carbonate:



Furthermore, this reaction is possible only if sufficient water is present and the temperature is below about 15 °C. This is the reason why concrete components located in the soil are particularly affected by thaumasite damage. The carbonate required for the reaction can either be available in solid form as a constituent of the cement or aggregate which contains calcium carbonate or can be introduced by water which contains carbonate or by CO₂ in the air. The silicon dioxide (SiO₂) also necessary for thaumasite formation is present in the hardened cement paste matrix of concretes and mortars in the form of calcium silicate hydrates or as still unreacted clinker, blastfurnace slag or coal fly ash particles. Thaumasite has also been found in pure Portland cement samples so this means that in principle calcium silicate hydrates provide a source of SiO₂ for the reaction. The reaction of calcium silicate hydrate to form thaumasite causes weakening of the hardened cement paste. This meant that in the cases of damage observed only a soft mass was found instead of a strong concrete microstructure [11, 12].

2.2 Effectiveness of mixtures of cement and fly ash

According to the concrete standard it is possible to use mixtures of cement and fly ash (Table 1) as alternatives to high sulfate-resisting cements for levels of up to 1500 mg sulfate/l in the corrosive water. This regulation was first introduced in 1996 through the application guideline "Use of coal fly ash complying with DIN EN 450 in concrete construction" issued by the German Committee for Reinforced Concrete. The basis for this procedure is the increase in sulfate resistance, established in many investigations, when coal fly

durch die Anwendungsrichtlinie „Verwendung von Steinkohlenflugasche nach DIN EN 450 im Betonbau“ des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton erstmals eingeführt. Grundlage für diese Vorgehensweise ist die in vielen Untersuchungen festgestellte Erhöhung des Sulfatwiderstands bei Verwendung von Steinkohlenflugasche [13-17]. Bekanntermaßen existieren aber auch Untersuchungen, die diesen Zusammenhang in Frage stellen [9, 18]. Für diese Diskrepanz ist verantwortlich, dass die Wirkung von Steinkohlenflugasche auf den Sulfatwiderstand von einer Vielzahl von Einflüssen abhängt [19]. Neben dem Diffusionswiderstand des Betons sind die chemische Zusammensetzung der Flugasche, der Alkaligehalt der Porenlösung und die Kornfeinheit der Flugasche von Bedeutung.

Die grundlegenden Untersuchungen zum Sulfatwiderstand und zur Sulfatwiderstandsprüfung von Betonen und Mörteln aus Zement/Flugasche-Gemischen wurden, genauso wie die entsprechenden Untersuchungen von Betonen und Mörteln aus HS-Zementen, unter den üblichen Laborbedingungen bei 20 °C durchgeführt. Ohne Berücksichtigung blieb dabei, dass bei tieferen Temperaturen sowohl die Reaktivität verändert sein kann als auch andere Reaktionswege möglich sind, wie beispielsweise die Thaumasilbildung. Erst während der letzten Jahre wurden Untersuchungen zum Sulfatwiderstand von Betonen und Mörteln auch bei niedrigen Temperaturen durchgeführt. Ergebnisse zeigen, dass gerade bei Zement/Flugasche-Gemischen ein verringerter Sulfatwiderstand die Folge sein kann [20, 21, 22].

3 Ziel und Umfang der Untersuchungen

Das Ziel der Untersuchungen bestand darin, die Erkenntnisse zum Sulfatwiderstand bei niedrigen Temperaturen zu verbessern. Im Mittelpunkt der Untersuchungen standen dabei zwei Aspekte. Zum einen sollte das Verhalten von Zement/Flugasche-Gemischen geprüft und damit der Frage nachgegangen werden, ob der Sulfatwiderstand von Betonen und Mörteln aus normgerechten Zement/Flugasche-Gemischen durch niedrige Temperaturen beeinflusst wird. Zum anderen sollte untersucht werden, welche Ursachen und Mechanismen zu einer schädigenden Thaumasilbildung in Mörtel und Betonen führen können. In diesem Zusammenhang sollte geprüft werden, welche Zemente und Bindemittelgemische, insbesondere auch Zement/Flugasche-Gemische, gegenüber einer schädigenden Thaumasilbildung ausreichend widerstandsfähig sind und welche nicht.

4 Untersuchte Stoffe und Prüfverfahren

Zur Herstellung von Mörtel- und Betonprüfkörpern wurden bei den Untersuchungen fünf verschiedene Zemente, drei Portlandzemente, ein Portlandkalksteinzement und ein Hochofenzement eingesetzt. Die eingesetzten Zemente bestanden nur aus genormten Hauptbestandteilen und Sulfatträger und waren frei von Nebenbestandteilen. Bei der Auswahl der Portlandzemente wurde darauf geachtet, dass diese unterschiedliche Aluminatgehalte aufwiesen. Bei einem der Portlandzemente und dem Hochofenzement handelte es sich um HS-Zemente nach DIN 1164.

Zur Herstellung der Zement/Flugasche-Gemische wurden zwei Steinkohlenflugaschen nach DIN EN 450 ausgewählt, die sich in ihrer chemischen Zusammensetzung, physikalischen und mineralogischen Eigenschaften sowie ihrer puzzolanischen Aktivität unterschieden. Darüber hinaus wurde eine durch das Deutsche Institut für Bautechnik bauaufsichtlich zugelassene Braunkohlenflugasche in die Untersuchungen einbezogen. Die Flugaschen wurden in Masseanteilen von 20 M.-%, 30 M.-% und 40 M.-% eingesetzt.

Für die Untersuchungen zur Thaumasilbildung wurden Mörtel aus Zement/Kalksteinmehl-Gemischen hergestellt. Zwei Kalksteinmehle mit unterschiedlichen Calciumcarbonat-Gehalten sowie ein chemisch reines Calciumcarbonatpulver wurden zu 5 M.-% und 15 M.-% eingesetzt. Mischungen mit 15 M.-% entsprachen Portlandkalksteinzementen (CEM II/A-LL) und Mischungen mit 5 M.-% Kalksteinmehl entsprachen Zementen mit einer nach der Zementnorm maximal erlaubten Menge an Nebenbestandteil. Die Betone wurden aus den „kalksteinfreien“ Zementen und calciumcarbonathaltigen Gesteinskörnungen hergestellt. Als Gesteinskörnung wurden neben Quarz drei Kalksteinsplitt mit unterschiedlichen Calciumcarbonatgehalten verwendet.

ash is used [13-17]. It is known, however, that investigations also exist that cast doubt on this relationship [9, 18]. This discrepancy occurs because the effect of coal fly ash on sulfate resistance depends on a large number of influencing factors [19]. The chemical composition of the fly ash, the alkali content of the pore solution and the fineness of the fly ash are also important in addition to the diffusion resistance of the concrete.

The basic investigations into the sulfate resistance and the testing of sulfate resistance of concretes and mortars made from mixtures of cement and fly ash were, like the corresponding investigations of concretes and mortars made with high sulfate-resisting cements, carried out under the usual laboratory conditions at 20 °C. This did not take account of the fact that the reactivity can be changed and other reaction paths, such as the formation of thaumasite, are possible at lower temperatures. Only in recent years have investigations into the sulfate resistance of concretes and mortars also been carried out at low temperatures. The results show that the consequence can be reduced sulfate resistance, especially with mixtures of cement and fly ash [20, 21, 22].

3 Aim and extent of the investigations

The aim of the investigations was to improve the understanding of sulfate resistance at low temperatures. The investigations focused on two aspects. The intention was firstly to check the behaviour of mixtures of cement and fly ash and hence examine the question as to whether the sulfate resistance of concretes and mortars made with mixtures of cement and fly ash complying with the standards is effected by low temperatures, and secondly to investigate the causes and mechanisms that can lead to harmful thaumasite formation in mortars and concretes. In this connection the intention was to check which cements and mixtures of binders, especially mixtures of cement and fly ash, are sufficiently resistant to harmful thaumasite formation and which are not.

4 Test methods and materials investigated

Five different cements – three Portland cements, one Portland limestone cement and one blastfurnace cement – were used in the investigations for producing mortar and concrete test pieces. The cements used consisted only of standardized main constituents and sulfate agent and were free from secondary constituents. When the Portland cements were selected it was borne in mind that they contained different levels of aluminate. One of the Portland cements and the blastfurnace cement were high sulfate-resisting cements complying with DIN 1164.

Two coal fly ashes complying with DIN EN 450, with differing chemical compositions, physical and mineralogical properties and pozzolanic activities, were selected for producing the mixtures of cement and fly ash. A lignite fly ash with building inspectorate approval from the German Institute for Construction Technology was also included in the investigations. The fly ashes were used in proportions of 20 wt.%, 30 wt.% and 40 wt.%.

Mortars made from mixtures of cement and limestone meal were produced for investigating the thaumasite formation. Two limestone meals containing different levels of calcium carbonate as well as a chemically pure calcium carbonate powder were used in proportions of 5 wt.% and 15 wt.%. Mixtures containing 15 wt.% corresponded to Portland limestone cements (CEM II/A-LL), and mixtures containing 5 wt.% limestone meal corresponded to cements with the maximum quantity of secondary constituent permitted in the cement standard. The concretes were produced from “limestone-free” cements and aggregates containing calcium carbonate. Not only quartz but also three limestone chippings containing different levels of calcium carbonate were used as the aggregates.

4.1 Test pieces

Test pieces complying with DIN 1164 (1958) in the form of flat prisms (1 cm x 4 cm x 16 cm) and standard prisms (4 cm x 4 cm x 16 cm) were produced for the mortar tests. The water/cement ratio (water/cement) was generally 0.60. Test pieces with water/cement ratios of 0.40, 0.50 or 0.70 were also investigated at the same time. Standard prisms (4 cm x 4 cm x 16 cm) were produced for the concrete test pieces. The cement content was 600 kg/m³ and the

4.1 Prüfkörper

Für die Mörtelversuche wurden Prüfkörper nach DIN 1164 (1958) in Form von Flachprismen (1 cm x 4 cm x 16 cm) und Standardprismen (4 cm x 4 cm x 16 cm) hergestellt. Der Wasserzementwert (w/z) betrug im Allgemeinen 0,60. Parallel dazu wurden teilweise auch Prüfkörper mit Wasserzementwerten von 0,40, 0,50 oder 0,70 untersucht. Für die Betonprüfkörper wurden Standardprismen (4 cm x 4 cm x 16 cm) hergestellt. Der Zementgehalt betrug 600 kg/m³ und der Wasserzementwert 0,50. Die Gesteinskörnung wurde in den Korngrößen 0,125 mm bis 8 mm zugegeben.

4.2 Untersuchungsmethoden

Für die Untersuchungen des Sulfatwiderstands wurde ein Teil der Prüfkörper in sulfathaltiger Lösung und ein anderer Teil in Vergleichslösung gelagert. Die Beurteilung erfolgte dann aus dem Vergleich der Dehnungen der Prüfkörper nach Sulfat- und Vergleichslagerung.

Die hier vorgestellten Untersuchungen wurden überwiegend in Anlehnung an das Wittekindt-Verfahren durchgeführt [23]. Die Mörtelflachprismen ($w/z = 0,60$) wurden dazu 1 Tag in der Form und 13 Tage unter Wasser bei 20 °C vorgelagert. Im Anschluss erfolgte die Lagerung in einer Natriumsulfatlösung (Prüflösung) bzw. in Wasser (Vergleichslösung). Da der Sulfatwiderstand bei niedrigen Temperaturen untersucht werden sollte, fanden zahlreiche Versuche bei einer niedrigeren Lagerungstemperatur (8 °C) als den üblichen 20 °C statt. Prüfkörper einer Versuchsreihe wurden parallel in unterschiedlichen Sulfatkonzentrationen gelagert: 1 500 mg/l, 3 000 mg/l, 16 000 mg/l und 29 800 mg/l. Die höchste Konzentration entspricht der Vorgehensweise nach Wittekindt. Die Dehnungen der Prüfkörper wurden – solange noch intakt – nach 7, 28, 56, 91, 140, 180 und 360 Tagen Sulfatlagerung gemessen. Gleichzeitig wurde der Zustand der Prüfkörper optisch begutachtet und Schädigungen notiert.

Zur Bestimmung des dynamischen E-Moduls wurden mit einem Ultraschall-Messgerät Resonanzfrequenzmessungen an wasser- und sulfatgelagerten Standardprismen durchgeführt. Bei einem Teil der Standardprismen wurde darüber hinaus nach dem MNS-Verfahren die einaxiale Zugfestigkeit bestimmt [21].

Die Beurteilung von Schädigungsabläufen und die Bestimmung von Reaktionsprodukten erfolgte durch Gefügeuntersuchungen. Dazu wurden mittels der Pulverdiffraktometrie Phasenanalysen und mittels der Rasterelektronenmikroskopie, kombiniert mit energiedispersiver Röntgenanalyse, Elementanalysen durchgeführt.

5 Untersuchungsergebnisse

5.1 Mörtelversuche

5.1.1 Portlandzemente

Bild 1 zeigt Messergebnisse von Flachprismen aus Portlandzement. Sowohl mit $w/z = 0,60$ als auch mit $w/z = 0,40$ war das Dehnungsverhalten der Prüfmörtel bei 8 °C und 20 °C Lagerung sehr ähnlich. Die Längen der mit $w/z = 0,60$ hergestellten Prüfkörper waren nach 91 Tagen aufgrund von gebildeten Rissen und Abplatzungen nicht mehr messbar. Nach 180 Tagen waren die Prüfkörper dann vollständig zerfallen (siehe Abschnitt 5.2).

Die hohen Dehnungswerte der mit $w/z = 0,60$ hergestellten Prüfkörper bestätigen, dass Portlandzemente nicht grundsätzlich geeignet sind, Mörtel und Betone mit hohem Sulfatwiderstand herzustellen. Nur durch eine deutliche Reduzierung des Wasserzementwerts (hier auf 0,40) konnte der physikalische Widerstand durch eine hohe Dichtigkeit der Prüfkörper soweit verbessert werden, dass kaum Sulfationen in das Gefüge eindringen und schädigende Reaktionen auslösten.

5.1.2 HS-Zemente

Im Vergleich zu den unter 5.1.1 dargestellten Dehnungen von Portlandzementmörteln sind die Prüfkörper aus HS-Portlandzement auch nach langer Lagerung in Sulfatlösung nur wenig gedehnt und nicht geschädigt. Vergleichbar verhielten sich auch die Prüfmörtel aus Hochofenzement (CEM III/B-HS). Die Messergebnisse in Bild 2 zeigen dieses Verhalten auch für Mörtel, die mit einem unüblich hohen Wasserzementwert von 0,70 hergestellt wurden.

water/cement ratio was 0.50. The aggregate was added in the sizes 0.125 mm to 8 mm.

4.2 Investigative methods

For the sulfate resistance investigations some of the test pieces were stored in a solution containing sulfate and some in a reference solution. The assessment was then made by comparing the expansions of the test pieces after sulfate storage and reference storage.

The Wittekindt procedure was used for most of the investigations described here [23]. The flat mortar prisms (water/cement = 0.60) were first stored for 1 day in the mould and then for 13 days under water at 20 °C. This was followed by storage in a sodium sulfate solution (test solution) or in water (reference solution). The sulfate resistance was to be investigated at the low temperatures so many of the tests were carried out at a lower storage temperature (8 °C) than the normal 20 °C. In one test series some test pieces were also stored in parallel at different sulfate concentrations: 1 500 mg/l, 3 000 mg/l, 16 000 mg/l and 29 800 mg/l. The highest concentration corresponds to the Wittekindt procedure. The expansions of the test pieces – provided they were still intact – were measured after 7, 28, 56, 91, 140, 180 and 360 days' sulfate storage. At the same time the state of the test pieces was examined visually and any damage noted.

Resonance frequency measurements were carried out with an ultrasonic test unit on standard prisms stored in water and sulfate to determine the dynamic modulus of elasticity. The uniaxial tensile strength was also determined on some of the standard prisms using the MNS method [21].

The microstructure was examined to assess the course of damage and determine the reaction products. Powder diffractometry was used for the phase analysis, and the elemental analysis was carried out using scanning electron microscopy combined with energy-dispersive X-ray analysis.

5 Investigative results

5.1 Mortar tests

5.1.1 Portland cements

Figure 1 shows the test results for flat prisms made with Portland cement. The expansion behaviour of the test mortars was very similar at 8 °C and 20 °C storage both for water/cement = 0.60 and for water/cement = 0.40. The lengths of the test pieces produced with water/cement = 0.60 could no longer be measured after 91 days because of the cracking and the spalling. After 180 days the test pieces had completely disintegrated (see Section 5.2).

The high expansion values of the test pieces produced with water/cement = 0.60 confirm that Portland cements are not fundamentally suitable for producing mortars and concretes with high sulfate resistance. Only by a significant reduction in the water/cement ratio (in this case to 0.40) was it possible to improve the physical resistance to such an extent by making the test piece highly impermeable that hardly any sulfate ions penetrated into the microstructure and caused harmful reactions.

5.1.2 High sulfate-resisting cements

In contrast to the expansions of the Portland cement mortars described in 5.1.1 the test pieces made with high sulfate-resisting Portland cement expanded only slightly and were undamaged, even after long storage in the sulfate solution. The test mortars made with blastfurnace cement (CEM III/B-HS) behaved similarly. The test results in Figure 2 show the same behaviour for mortars produced with the unusually high water/cement ratio of 0.70.

As with the Portland cements complying with EN 197-1, no significant differences in expansion behaviour between storage at high and low temperatures occurred with the high sulfate-resisting cements complying with DIN 1164 that were tested. The test pieces with water/cement = 0.60 showed little (CEM I-HS) or no (CEM III/B-HS) damage even after two years' storage in sulfate solution containing 29 800 mg sulfate/l, see Figure 3.

5.1.3 Mixtures of Portland cement and fly ash

Test pieces made with mixtures of Portland cement and fly ash and of Portland limestone cement and fly ash exhibited significantly

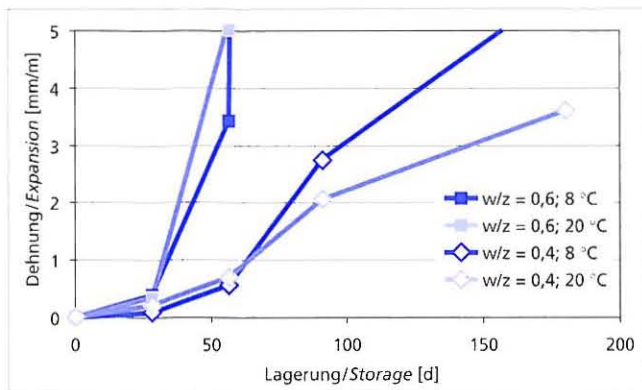


Bild 1: Dehnungsverhalten von Mörtelflachprismen aus Portlandzement (11 M.-% Aluminat) bei Lagerung in Natriumsulfatlösung (29 800 mg Sulfat/l). Die Prüfkörper wurden mit Wasserzementwerten von 0,60 und 0,40 hergestellt und bei 8 °C bzw. 20 °C gelagert.
Figure 1: Expansion behaviour of flat mortar prisms made from Portland cement (11 wt.% aluminate) after storage in sodium sulfate solution (29 800 mg sulfate/l). The test pieces were made with water/cement ratios of 0.60 and 0.40 and stored at 8 °C and 20 °C

Analog den Portlandzementen nach EN 197-1, tritt auch bei den geprüften HS-Zementen nach DIN 1164 kein signifikanter Unterschied im Dehnungsverhalten zwischen Lagerung bei hoher und niedriger Temperatur auf. Die Prüfkörper mit $w/z = 0,60$ waren auch nach zwei Jahren Lagerung in Sulfatlösung mit 29 800 mg Sulfat/l nur wenig (CEM I-HS) oder gar nicht geschädigt (CEM III/B-HS), siehe Bild 3.

5.1.3 Portlandzement/Flugasche-Gemische

Prüfkörper mit Portlandzement/Flugasche- und Portlandkalksteinzement/Flugasche-Gemischen zeigten bei 8 °C einen deutlich geringeren Sulfatwiderstand als bei 20 °C und konnten das HS-Kriterium der Schnellprüfverfahren nicht erfüllen (Bild 4). Aber auch bei 20 °C waren die Dehnungen in einigen Versuchsreihen so hoch, dass den Gemischen kein ausreichender Sulfatwiderstand bescheinigt werden konnte. Bild 5 zeigt das Dehnungsverhalten von Prüfkörpern mit Portlandzement/Flugasche-Gemischen bei 8 °C Lagerung. Danach hat kein Gemisch, auch nicht bei einem Flugasche-Anrechnungsfaktor von $k = 0,4$ oder einem geringen Wasserzementwert von 0,40, das Prüfkriterium der Schnellprüfverfahren für hohen Sulfatwiderstand bestanden. Der Dehnungsverlauf zeigt das typische Verhalten infolge einer Treibschädigung. Bild 6 zeigt das Erscheinungsbild von Prüfmörteln aus Portlandzement und solchen aus Portlandzement/Flugasche-Gemisch nach 180-tägiger Lagerung (Sulfat = 29 800 mg/l, $w/z = 0,40$) bei 8 °C. Sowohl die Prüfkörper mit dem reinen Portlandzement als auch die mit dem flugaschehaltigen Gemisch wiesen starke Schädigungen auf. Vergleichbare Ergebnisse zeigten auch die Untersu-



Bild 3: Mörtelflachprismen ($w/z = 0,60$) nach 2 Jahren Lagerung in Natriumsulfatlösung (29 800 mg Sulfat/l), Lagertemperatur 8 °C
Figure 3: Flat mortar prisms [$w/z = 0,60$] after 2 years storage in sodium sulfate solution (29 800 mg sulfate/l), storage temperature 8 °C

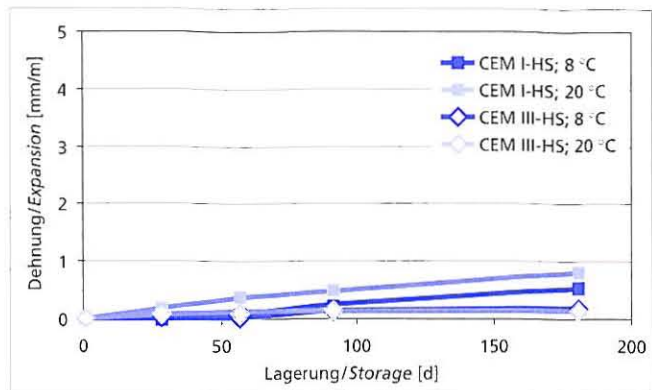


Bild 2: Dehnungsverhalten von Mörtelflachprismen aus HS-Portland- und HS-Hochofenzement bei Lagerung in Natriumsulfatlösung (29 800 mg Sulfat/l). Die Prüfkörper wurden mit einem Wasserzementwert von 0,70 hergestellt und bei 8 °C bzw. 20 °C gelagert.
Figure 2: Expansion behaviour of flat mortar prisms made from SR Portland cement and SR blastfurnace cement at storage in sodium sulfate solution (29 800 mg sulfate/l). The test pieces were made with a water/cement ratio of 0.70 and stored at 8 °C and 20 °C.

lower sulfate resistance at 8 °C than at 20 °C and were not able to fulfil the high sulfate resistance criterion of the rapid test method (Figure 4). But even at 20 °C the expansions in some test series were so high that the mixtures were not able to demonstrate adequate sulfate resistance. Figure 5 shows the expansion behaviour of test pieces made with mixtures of Portland cement and fly ash during 8 °C storage. According to this no mixture, not even with a fly ash allowance factor of $k = 0,4$ or a low water/cement ratio of 0.40, passed the rapid test method's test criterion for high sulfate resistance. The expansion behaviour exhibits the typical pattern resulting from expansion damage. Figure 6 shows the appearance of test mortars made from Portland cement and those made from mixtures of Portland cement and fly ash after 180 days' storage (sulfate = 29 800 mg/l, water/cement = 0.40) at 8 °C. The test pieces made with plain Portland cement as well as those made with the mixture containing fly ash exhibited severe damage. The investigations with mixtures of Portland limestone cement and fly ash also showed comparable results. In all cases the phase analysis confirmed the presence of secondary ettringite. Thaumasite was detected in varying proportions. Test mortars were also exposed to a concentration of 1 500 mg sulfate/l in long-term trials in order to examine the influence of the sulfate concentration in the test solution in greater detail. The investigations so far indicate that even under these conditions the mortars made with mixtures of Portland limestone cement and fly ash do not exhibit high sulfate resistance at 8 °C.

5.1.4 Mixtures of high sulfate-resisting cement and fly ash

The test pieces made with mixtures of high sulfate-resisting Portland cement and fly ash and of high sulfate-resisting blastfurnace cement and fly ash fulfilled the high sulfate resistance criterion of the Wittekindt rapid test both at 20 °C and at 8 °C. The expansions after 56 days, and also after longer storage periods, were virtually equally low for the mixtures containing fly ash (20 wt.% and 40 wt.%) and those that did not contain fly ash (Figure 7). Even after half a year's storage the test pieces still exhibited no detectable damage. This also applied to test pieces from supplementary investigations which were produced with a water/cement ratio of 0.70.

5.1.5 High sulfate-resisting cements with limestone meal

Test pieces were produced with mixtures of high sulfate-resisting blastfurnace cement and limestone meal and of high sulfate-resisting Portland cement and limestone meal. The proportions of limestone meal were 5 wt.% and 15 wt.%. None of the test pieces exhibited any expansion phenomena either at 20 °C or at 8 °C. According to the Wittekindt test all the mixtures of high sulfate-resisting cement and limestone fulfilled the high sulfate resistance criterion. Particular attention was paid to possible weakening by

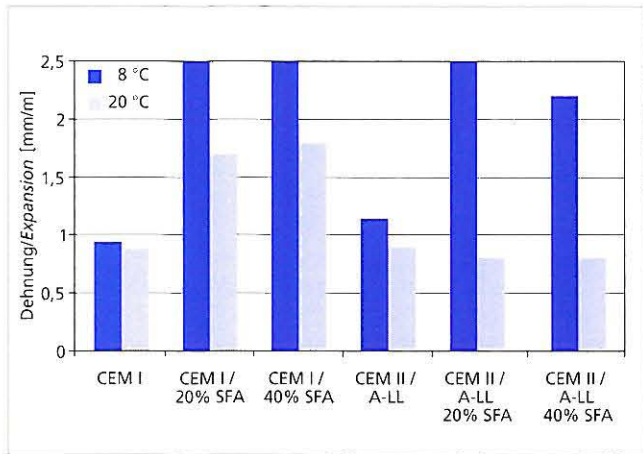


Bild 4: Dehnungsverhalten von Mörtelflachprismen aus Portlandzement/Steinkohlenflugasche- und Portlandkalksteinzement/Steinkohlenflugasche-Gemischen nach 56 Tagen Lagerung in Natriumsulfatlösung (29 800 mg Sulfat/l). Die Prüfkörper wurden mit einem Wasserzementwert von 0,60 hergestellt und bei 8 °C bzw. 20 °C gelagert.

Figure 4: Expansion behaviour of flat mortar prisms made from Portland cement/pulverized fly ash and Portland limestone cement/pulverized fly ash mixes after 56 days storage in sodium sulfate solution (29 800 mg sulfate/l). The test pieces were made with a water/cement ratio of 0.60 and stored at 8 °C and 20 °C.

chungen mit Portlandkalksteinzement/Flugasche-Gemischen. Die Phasenanalyse belegte in allen Fällen die Entstehung von sekundärem Ettringit. Thaumassit konnte in unterschiedlichen Anteilen nachgewiesen werden. Um den Einfluss der Sulfatkonzentration in der Prüflösung näher zu erfassen, wurden Prüfmörtel zusätzlich in Langzeitversuchen einer Konzentration von 1 500 mg Sulfat/l ausgesetzt. Die bisherigen Untersuchungen deuten an, dass die Mörtel mit Portlandkalksteinzement/Flugasche-Gemischen bei 8 °C auch unter diesen Verhältnissen keinen hohen Sulfatwiderstand aufweisen.

5.1.4 HS-Zement/Flugasche-Gemische

Die Prüfkörper mit HS-Portlandzement/Flugasche- und HS-Hochofenzement/Flugasche-Gemischen erfüllten das HS-Kriterium der Wittekindt-Schnellprüfung sowohl bei 20 °C als auch bei 8 °C. Die Dehnungen nach 56 Tagen aber auch nach längeren Lagerungszeiten waren nahezu gleich gering bei den flugaschehaltigen (20 M.-% und 40 M.-%) und den nicht flugaschehaltigen

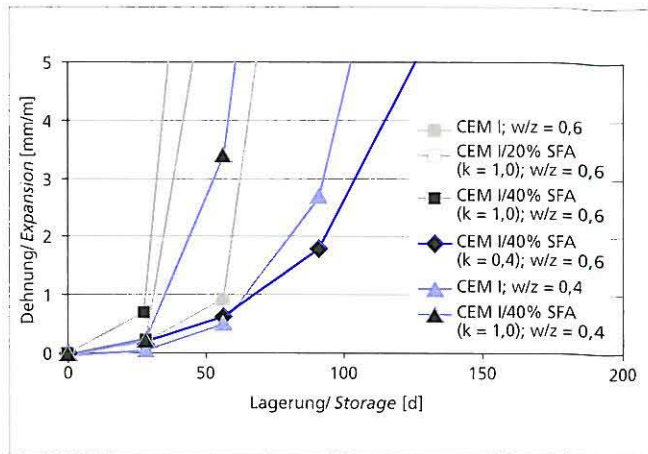


Bild 5: Dehnungsverhalten von Mörtelflachprismen aus Portlandzement (11 M.-% Aluminat) und Portlandzement/Steinkohlenflugasche-Gemischen. Die Lagerung erfolgte in Natriumsulfatlösung (29 800 mg Sulfat/l) bei 8 °C. Die Prüfkörper wurden mit einem Wasserzementwert von 0,60 und 0,40 hergestellt und die Flugasche auf den Wasserzementwert mit $k = 1,0$ bzw. $k = 0,4$ angerechnet.

Figure 5: Expansion behaviour of flat mortar prisms made from Portland cement (11 wt.% aluminate) and Portland cement/pulverized fly ash mixes. The storage liquid was sodium sulfate solution (29 800 mg sulfate/l) at 8 °C. The test pieces were made with water/cement ratios of 0.60 and 0.40 which were calculated using the fly ash factors $k = 1.0$ or $k = 0.4$.

thaumasite formation at low temperature. For this purpose the prisms stored for two years in 1 500 mg sulfate/l were examined visually at regular intervals and any conspicuous changes of microstructure were examined under a microscope and by phase analysis. No detrimental changes in the test pieces made with mixtures of blastfurnace cement and limestone meal could be detected even after two years (Figure 8, right). The test pieces made with mixtures of high sulfate-resisting Portland cement and limestone meal also appeared to be intact but, unlike the samples made with blastfurnace cement, the surfaces occasionally exhibited thin, pale, spots of coating (Figure 8, left). Phase analysis showed that this was predominantly thaumasite. However, the test pieces had not expanded and their strengths had not altered.

5.1.6 Mixtures of high sulfate-resisting cement and fly ash with limestone meal

Investigations were carried out on mixtures consisting of 45 wt.% cement, 15 wt.% limestone meal and 40 wt.% fly ash. The

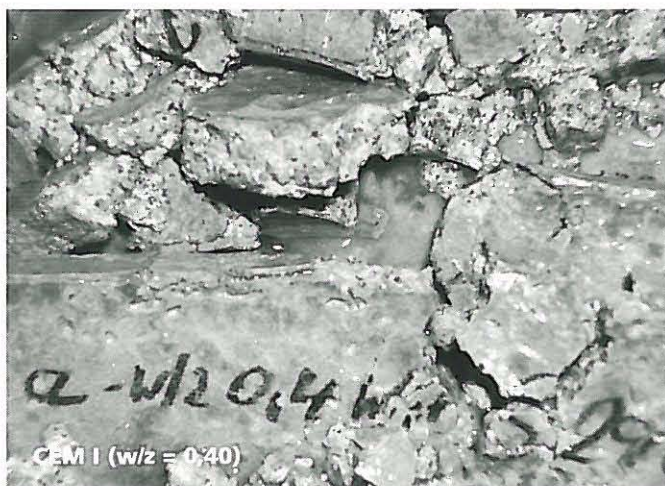


Bild 6: Mörtelflachprismen aus Portlandzement und Portlandzement/Flugasche-Gemisch (w/z = 0,40) nach 180 Tagen Lagerung in Natriumsulfatlösung (29 800 mg Sulfat/l), Lagerungstemperatur 8 °C

Figure 6: Flat mortar prisms made from Portland cement and Portland cement/pulverized fly ash mix (w/c = 0.40) after 180 days storage in sodium sulfate solution (29 800 mg sulfate/l), storage temperature 8 °C

Gemischen (Bild 7). Auch nach einem halben Jahr Lagerung waren die Prüfkörper noch ohne erkennbare Schädigungen. Dies gilt ebenso für Prüfkörper aus zusätzlichen Untersuchungen, die mit einem Wasserzementwert von 0,70 hergestellt wurden.

5.1.5 HS-Zemente mit Kalksteinmehl

Es wurden Prüfkörper mit HS-Hochofenzement/Kalksteinmehl- und HS-Portlandzement/Kalksteinmehl-Gemischen hergestellt. Der Kalksteinmehlanteil betrug 5 M.-% und 15 M.-%. Alle Prüfkörper zeigten weder bei 20 °C noch bei 8 °C Treiberscheinungen. Gemäß dem Wittekindt-Prüfverfahren erfüllten alle HS-Zement/Kalkstein-Gemische das HS-Kriterium. Besonderes Augenmerk galt einer möglichen Entfestigung durch Thaumasitbildung bei niedriger Temperatur. Hierzu wurden speziell die über zwei Jahre bei 1500 mg Sulfat/l gelagerten Prismen regelmäßig optisch begutachtet und auffällige Gefügeveränderungen mikroskopisch und phasenanalytisch untersucht. Bei den Prüfkörpern mit Hochofenzement/Kalksteinmehl-Gemischen konnten auch nach zwei Jahren keine negativen Veränderungen festgestellt werden (Bild 8 rechts). Auch die Prüfkörper mit HS-Portlandzement/Kalksteinmehl-Gemischen machten einen intakten Eindruck. Im Gegensatz zu den Proben mit Hochofenzement zeigten sich an vereinzelten Stellen der Oberflächen dünne helle, inselförmige Beläge (Bild 8 links). Nach Phasenanalyse, handelte es sich dabei überwiegend um Thaumasit. Die Prüfkörper waren jedoch nicht gedehnt und auch nicht in ihrer Festigkeit verändert.

5.1.6 HS-Zement/Flugasche-Gemische mit Kalksteinmehl

Untersucht wurden Gemische aus 45 M.-% Zement, 15 M.-% Kalksteinmehl und 40 M.-% Flugasche. Das Dehnungsverhalten der Prüfkörper ($w/z = 0,60$) bei 20 °C und 8 °C Lagerung gemäß dem Wittekindt-Verfahren ist in Bild 9 wiedergegeben. Obwohl nur 45 M.-% Zement eingesetzt wurden und die Flugasche und das Kalksteinmehl voll auf den Wasserzementwert angerechnet wurden ($k = 1,0$), waren die Prüfkörper auch nach einem halben Jahr Lagerung unverändert intakt. Die Prüfkörper mit den HS-Portlandzement-Gemischen zeigten bereits nach 28 Tagen eine Dehnung in Höhe des HS-Kriteriums, die sich jedoch über den weiteren Verlauf der Untersuchungen nicht steigerte. Thaumasit konnte bei keiner Probe festgestellt werden.

5.2 Bildung von sekundärem Ettringit und Thaumasit

Alle in den Versuchen eingesetzten Zemente waren frei von Calciumcarbonat als Nebenbestandteil. Eine mögliche Bildung von Thaumasit konnte damit nur auf Kohlendioxid aus der Umgebungsluft, dem Wasser der Prüflösung oder den gezielt zugegebenen Kalksteinmehlanteilen zurückgeführt werden. Es wurde

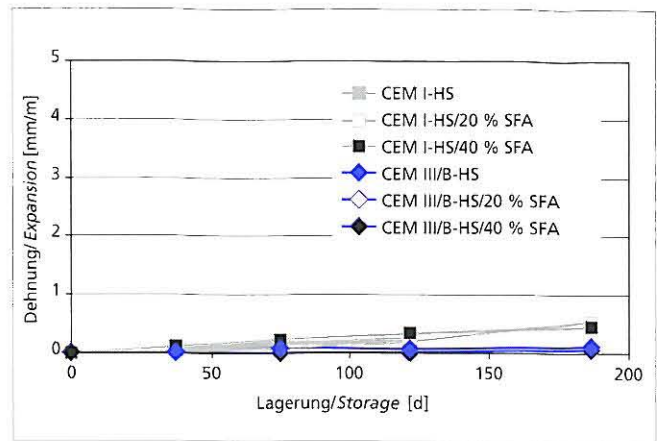


Bild 7: Dehnungsverhalten von Mörtelflachprismen aus HS-Zement und HS-Zement/Steinkohlenflugasche-Gemischen. Die Lagerung erfolgte in Natriumsulfatlösung (29 800 mg Sulfat/l) bei 8 °C. Die Prüfkörper wurden mit einem Wasserzementwert von 0,60 hergestellt und die Flugasche auf den Wasserzementwert mit $k = 1,0$ angerechnet.

Figure 7: Expansion behaviour of flat mortar prisms made from SR cements and SR cement/pulverized fly ash mixes. The storage liquid was sodium sulfate solution (29 800 mg sulfate/l) at 8 °C. The test pieces were made with a water/cement ratio of 0.60 which was calculated using the fly ash factor $k = 1.0$.

expansion behaviour of the test pieces (water/cement = 0.60) at 20 °C and 8 °C storage using the Wittekindt procedure is shown in Figure 9. Although only 45 wt.% cement was used and the full values of the fly ash and limestone meal were used when calculating the water/cement ratio ($k = 1.0$) the test pieces still remained intact after half a year's storage. The test pieces made with mixtures of high sulfate-resisting Portland cement showed an expansion equal to the criterion for high sulfate resistance after only 28 days, but this did not increase further during the course of the investigations. No thaumasite was detected in any of the samples.

5.2 Formation of secondary ettringite and thaumasite

All the cements used in the tests were free from calcium carbonate as a secondary constituent. This meant that any possible formation of thaumasite could be attributed only to carbon dioxide from the ambient air, the water of the test solution or the deliberately added fractions of limestone meal. More thaumasite was found in mortars made with Portland limestone cement and mixtures of Portland cement and limestone than in mortars that were free from calcium

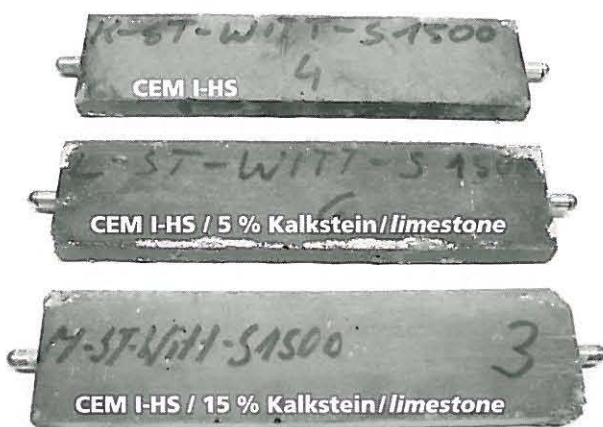


Bild 8: Mörtelflachprismen aus HS-Zement und HS-Zement/Kalksteinmehl-Gemischen ($w/z = 0,60$) nach zwei Jahren Lagerung in Natriumsulfatlösung (1500 mg Sulfat/l), Lagerungstemperatur 8 °C

Figure 8: Flat mortar prisms made from SR cements and SR cement/limestone meal mixes ($w/c = 0.60$) after 2 years storage in sodium sulfate solution (1500 mg sulfate/l), storage temperature 8 °C

bei Mörteln aus Portlandkalksteinzement und Portlandzement/Kalksteinmehl-Gemischen mehr Thaumasit gefunden als bei calciumcarbonatfreien Mörteln. Die Tatsache, dass auch bei einigen calciumcarbonatfreien Mörteln Thaumasit nachgewiesen wurde, bestätigt den möglichen Reaktionsweg über das Kohlendioxid der Luft und des Wassers.

Der in den Laborversuchen beobachtete Schadensverlauf entsprach fast ausnahmslos dem einer klassischen Treibschädigung. Bei 20 °C bildete sich überwiegend sekundärer Ettringit und teilweise sekundärer Gips. Bei Proben aus 8 °C-Versuchen konnte neben diesen beiden Phasen vielfach auch Thaumasit, teilweise sogar mehrheitlich Thaumasit, im Reaktionsprodukt nachgewiesen werden. Die genaue Beobachtung zeigte aber, dass sich auch in diesen Fällen zuerst sekundärer Ettringit und Gips bildeten und damit verbunden Treibschäden auftraten. Thaumasit entstand erst in deren Folge, quasi als tertiäres Reaktionsprodukt. Durch die Treibwirkung von sekundärem Ettringit und Gips wurde das Gefüge geschwächt und die zugängliche Oberfläche so stark vergrößert, dass sich Thaumasit verstärkt bilden konnte. Nur über eine zuvor stattgefunden Treibschädigung konnte sich Thaumasit somit in größerer Menge bilden. Ohne vorangegangene Treibschädigung bildete sich Thaumasit nur auf den Oberflächen der Prüfkörper mit sehr langsamer Bildungsgeschwindigkeit. Die nach ein oder zwei Jahren beobachteten dünnen Thaumasitbeläge waren aber mit keiner Schädigung der Prüfkörper verbunden.

5.3 Betonversuche

5.3.1 Portlandzemente mit calciumcarbonathaltiger Gesteinskörnung

Die Betonversuche dienten im Wesentlichen der Untersuchung des Widerstands gegenüber einer schädigenden Thaumasitbildung. Im Unterschied zu den Mörtelversuchen waren die eingesetzten Bindemittel grundsätzlich carbonatfrei. Calciumcarbonat wurde als Gesteinskörnung den Betonen zugegeben. Die Betone aus Portlandzementen zeigten, wie auch schon die entsprechenden Mörtel, nach langem bzw. intensivem Sulfatangriff Treiberscheinungen an den Oberflächen (Bild 10 links). Neben sekundärem Ettringit und Gips wurde bei 8 °C auch Thaumasit gefunden. Thaumasit umso mehr, je höher der Anteil an calciumcarbonathaltiger Gesteinskörnung war. Obwohl die drei Kalksteinsplitt zu verschiedenen Gesteinstypen gehörten und damit unterschiedlich zusammengesetzt waren, hatte dieser Parameter keinen erkennbaren Einfluss auf den Grad der Schädigung.

5.3.2 HS-Zemente mit calciumcarbonathaltiger Gesteinskörnung

Die Betonprüfkörper aus den HS-Zementen waren auch nach zwei Jahren Sulfatlagerung ohne Schädigung. Lediglich auf den Oberflächen der Prüfkörper aus CEM I-HS fanden sich vereinzelt dünne Belagsinseln aus Thaumasit (Bild 10 Mitte).

6 Zusammenfassung und Bewertung der Ergebnisse

Zur Bestimmung ihres Sulfatwiderstandes wurden unterschiedlich zusammengesetzte Mörtel- und Betonprismen im Labor unter variierten Bedingungen untersucht. Hierbei wurden in Anlehnung an das Wittekindt- und das SVA-Schnellprüfverfahren Mörtelflachprismen und Standardprismen aus Beton mit $w/z = 0,60$ bzw. $0,50$ hergestellt, in Natriumsulfatlösung (29800 mg Sulfat/l) gelagert und die Dehnung nach 56 bzw. 91 Tagen bestimmt. Mit dem Ziel den Temperaturverhältnissen der Baupraxis zu entsprechen, wurden die Versuche nicht nur wie in den Schnellprüfverfahren vorgesehen bei 20 °C, sondern auch bei 8 °C durchgeführt. Zusätzlich wurde damit begonnen, Mörtel- und Betonprismen über zwei Jahre in einer Prüflösung mit einer Sulfatkonzentration von 1500 mg Sulfat/l zu lagern und auf ihre Schädigung hin zu untersuchen.

Im Einzelnen hat sich gezeigt:

- Prüfkörper mit HS-Portland- und HS-Hochofenzement erfüllten das HS-Kriterium der Schnellprüfung sowohl bei 20 °C als auch bei 8 °C. Auch bei einer Lagerung in einer praxisnahen Lösung von 1500 mg Sulfat/l waren die Prüfkörper nach zwei Jahren nicht geschädigt.

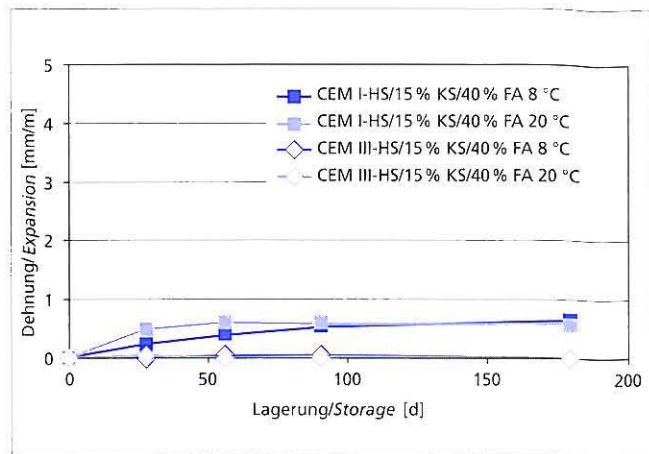


Bild 9: Dehnungsverhalten von Mörtelflachprismen aus HS-Zement/Kalksteinmehl/Steinkohlenflugasche-Gemischen. Die Lagerung erfolgte in Natriumsulfatlösung (29800 mg Sulfat/l). Die Prüfkörper wurden mit einem Wasserzementwert von 0,60 hergestellt und die Flugasche auf den Wasserzementwert mit $k = 1,0$ angerechnet.

Figure 9: Expansion behaviour of flat mortar prisms made from SR cement/limestone meal/pulverized fly ash mixes. The storage liquid was sodium sulfate solution (29800 mg sulfate/l). The test pieces were made with a water/cement ratio of 0.60 which was calculated using the fly ash factor $k = 1.0$.

carbonate. The fact that thaumasite was also detected in some calcium-carbonate-free mortars confirmed the possible reaction path via carbon dioxide from the air or the water.

The progress of damage observed in the laboratory tests corresponded almost without exception to that of classical expansion damage. Secondary ettringite and in some cases secondary gypsum were the predominant compounds formed at 20 °C. In samples from the 8 °C tests thaumasite was also often detected in the reaction product in addition to these two phases, and sometimes the thaumasite was predominant. However, accurate observation showed that even in these cases secondary ettringite and gypsum had formed first, and the associated expansion damage had already occurred. Thaumasite was only produced subsequently, as a type of tertiary product. The microstructure was weakened and the accessible surface area was so greatly increased by the expansive effect of the secondary ettringite and gypsum that increased thaumasite formation was possible. Thaumasite was only able to form in quite large quantities as a result of the expansion damage which had taken place previously. Without prior expansion damage thaumasite only formed very slowly on the surface of the test piece, and the thin coating of thaumasite observed after one or two years was not associated with any damage to the test pieces.

5.3 Concrete tests

5.3.1 Portland cements with aggregate containing calcium carbonate

The concrete tests were used essentially for examining the resistance to harmful thaumasite formation. In contrast to the mortar investigations the binders used were basically free from carbonate. Calcium carbonate was added to the concretes in the form of aggregate. The concretes made with Portland cements showed, like the corresponding mortars, expansion phenomena on the surfaces after long or intensive sulfate attack (Figure 10, left). Thaumasite was found at 8 °C in addition to the secondary ettringite and gypsum. The amount of thaumasite was greater the higher the proportion of aggregate containing calcium carbonate. The three lots of limestone chippings belonged to different types of rock, and therefore had different compositions, but this parameter had no detectable influence on the degree of damage.

5.3.2 High sulfate-resisting cement with aggregate containing calcium carbonate

The concrete test pieces made with the high sulfate-resisting cements were undamaged even after two years' sulfate storage, al-



Bild 10: Betonprismen mit calciumcarbonathaltiger Gesteinskörnung ($w/z = 0,50$) nach 400 Tagen Lagerung in Natriumsulfatlösung (29 800 mg Sulfat/l), Lagerungstemperatur 8 °C

Figure 10: Concrete prisms made with aggregates containing calcium carbonate ($w/c = 0.50$) after 400 days storage in sodium sulfate solution (29 800 mg sulfate/l), storage temperature 8 °C

- Die Prüfkörper mit HS-Zement/Flugasche-Gemischen erfüllten unter beiden Prüftemperaturen ebenfalls das HS-Kriterium der Schnellprüfungen und waren nach der zweijährigen Lagerung ohne Schädigung.
- Prüfkörper mit HS-Zement zeigten bei allen Prüfungen auch dann noch einen hohen Sulfatwiderstand, wenn ein Teil des Zements durch 5 M.-% bzw. 15 M.-% Kalksteinmehl ausgetauscht wurde.
- Prüfkörper mit Zement/Kalksteinmehl/Flugasche-Gemischen wiesen bei Verwendung von HS-Zement einen hohen Sulfatwiderstand auf und blieben auch nach zwei Jahren Lagerung (1 500 mg Sulfat/l, 8 °C) ohne Schädigung.
- Prüfkörper mit üblichem Portland- und Portlandkalksteinzement wiesen bei allen Prüfungen keinen hohen Sulfatwiderstand auf.
- Prüfkörper mit üblichem Portlandzement bzw. Portlandkalksteinzement und Flugasche zeigten bei 8 °C einen deutlich geringeren Sulfatwiderstand als bei 20 °C und erfüllten das HS-Kriterium der jeweiligen Schnellprüfverfahren nicht. Die Langzeituntersuchungen bei 8 °C mit einer Lösung von 1 500 mg Sulfat/l sind für die Mischungen aus Portland- und Portlandkalksteinzementen mit Flugaschen noch nicht so weit abgeschlossen, dass daraus Folgerungen für die Praxis abgeleitet werden können.

Sulfatschäden können infolge unterschiedlicher Wechselwirkungen entstehen. Der klassische Schaden ist ein Treibschaden und geht auf die Bildung von sekundärem Ettringit und sekundärem Gips zurück. Neben Treibschäden kann ein Sulfatangriff auch eine schädigende, das Gefüge entfestigende Thaumazitbildung bei niedrigen Temperaturen (< 15 °C) hervorrufen, wenn zur Reaktion Carbonat in gelöster Form vorliegt. In den Laboruntersuchungen konnte beobachtet werden, dass Treibschädigungen klar dominieren. Bei 20 °C bildete sich infolge des Sulfatangriffs überwiegend sekundärer Ettringit und nur teilweise sekundärer Gips. Bei 8 °C konnte neben diesen beiden Phasen in vielen Versuchen auch Thaumazit in zum Teil erheblichen Mengen in den Reaktionsprodukten nachgewiesen werden. Die genaue Beobachtung zeigte jedoch, dass sich auch in diesen Fällen zunächst sekundärer Ettringit und Gips ausbildeten und damit zuerst eine Treibschädigung stattfand. Thaumazit entstand erst in deren Folge, innerhalb des bereits geschädigten Gefüges. Allerdings konnte auch ohne vorherige Treibschäden eine Thaumazitbildung beobachtet werden. Diese fand jedoch nur an der Oberfläche der Prüfkörper statt und lief im Vergleich zur sekundären Ettringitbildung sehr viel langsamer ab. Solche oberflächlichen, oft nur partiell auftretenden Thaumazitbildungen wurden nur bei wenigen Langzeitversuchen beobachtet und setzten nicht unbedingt die Anwesenheit von Kalksteinmehl oder carbonathaltigen Gesteinskörnungen voraus.

Aus den vorliegenden Untersuchungen kann gefolgert werden, dass eine technisch relevante Gefügeentfestigung nur bei nicht ausreichendem Widerstand gegen treibenden Sulfatangriff auftreten kann. Eine oberflächlich auftretende Thaumazitbildung, ohne zusätzliche Treibschäden, hat im Normalfall für das Bauteil keine dauerhaftigkeitsrelevante Bedeutung.

though spots of thin thaumasite coating were found occasionally on the surfaces of the test pieces made with CEM I-HS cement (Figure 10, centre)

6 Summary and evaluation of the results

Mortar and concrete prisms with different compositions were investigated in the laboratory under varying conditions to determine their sulfate resistance. Flat mortar prisms and standard concrete prisms with $w/c = 0.60$ and 0.50 were produced following the procedures in the Wittekindt and SVA rapid test methods. The prisms were stored in sodium sulfate solution (29 800 mg sulfate/l) and the expansions were measured after 56 and 91 days. The tests were carried out not only at 20 °C, as provided for in the rapid test methods, but also at 8 °C to match the temperature conditions found in building practice. Mortar and concrete prisms have also been stored for up to two years in a test solution with a sulfate concentration of 1 500 mg sulfate/l, to monitor the long-term performance.

In particular, it was apparent that:

- Test pieces made with high sulfate-resisting Portland cement and high sulfate-resisting blastfurnace cements fulfilled the high sulfate resistance criterion of the rapid test both at 20 °C and at 8 °C. The test pieces were not damaged even after two years' storage in a solution containing 1 500 mg sulfate/l which resembles practical conditions.
- The test pieces made with mixtures of high sulfate-resisting cement and fly ash also fulfilled the high sulfate resistance criterion of the rapid tests at both test temperatures and were undamaged after the two-year storage.
- Test pieces made with high sulfate-resisting cement still showed a high sulfate resistance in all tests even when part of the cement was replaced by 5 wt.% or 15 wt.% limestone meal.
- Test pieces made with cement/limestone meal/fly ash mixtures exhibited a high sulfate resistance when high sulfate-resisting cement was used, and also remained undamaged after two years' storage (1 500 mg sulfate/l, 8 °C).
- Test pieces made of normal Portland cement and Portland limestone cement did not exhibit high sulfate resistance in any of the tests.
- Test pieces made with normal Portland cement or Portland limestone cement and fly ash exhibited significantly lower sulfate resistance at 8 °C than at 20 °C and did not fulfil the high sulfate resistance criteria of the relevant rapid test methods. Long-term observation of mixtures of Portland cement and Portland limestone cement with fly ash stored at 8 °C in a solution containing 1 500 mg sulfate/l are not yet sufficiently finalized to allow practical conclusions to be drawn.

Sulfate damage can be caused by various interactions. The classical damage is expansion damage attributed to the formation of secondary ettringite and secondary gypsum. In addition to expansion damage, sulfate attack can also cause damaging formation of thaumasite, which weakens the microstructure, at low temperatures (< 15 °C) if carbonate is available for the reaction in dissolved form. In the laboratory investigations it was observed that expan-

Die in England beschriebenen Thaumasischäden an Brückenfundamenten sind darauf zurückzuführen, dass infolge der Oxidation sulfidhaltigen Gesteins während der Bauausführung ein kombinierter Schwefelsäure/Sulfatangriff ausgelöst wurde, gegen den keine betontechnologischen Maßnahmen vorgesehen waren [24]. Die Oxidation von sulfidhaltigem Gestein (hier: Pyrit), das zur Verfüllung im Bereich der Fundamente verwendet worden war, führte zur Bildung von Schwefelsäure und hohen Konzentrationen an Sulfat. In Kombination mit den sonstigen Gegebenheiten ermöglichte dieser Angriff eine Entfestigung durch Säureangriff und Treiberscheinungen mit ausgeprägter Thaumasisbildung.

Aus den vorliegenden Untersuchungsergebnissen ist ferner zu folgern, dass Betone und Mörtel mit HS-Zementen nach DIN 1164 auch bei niedrigen Temperaturen einen hohen Sulfatwiderstand aufweisen. Unabhängig von der Umgebungstemperatur eignen sich HS-Zemente somit für Bauwerke, die einem Sulfatangriff (Expositionsklasse XA1 bis XA3 nach DIN EN 206-1) ausgesetzt sind. Dies gilt auch für Gemische aus HS-Zement und Flugasche. Gemische aus Portlandzement/Flugasche und Portlandkalksteinzement/Flugasche zeigten bei niedriger Temperatur im Laborversuch im Vergleich zu Prüfungen bei 20 °C einen deutlich verringerten Sulfatwiderstand. Erste Untersuchungen unter praxisnahen Bedingungen (1 500 mg Sulfat/l bis zu zweijähriger Lagerung) scheinen dies zu bestätigen. Weitere Untersuchungen unter praxisnahen Bedingungen werden zurzeit durchgeführt.

Die Untersuchungen zur Thaumasisbildung und zum Sulfatwiderstand bei niedrigen Temperaturen wurden überwiegend aus Haushaltsmitteln des Bundesministeriums für Wirtschaft und Arbeit (BMWA) über die Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungseinrichtungen „Otto von Guericke“ e.V. (AiF) gefördert (AiF-FV-Nr.12399 N).

sion damage was clearly dominant. At 20 °C secondary ettringite was the predominant material formed as a result of the sulfate attack, and secondary gypsum was only formed in some cases. In addition to these two phases, thaumasite was also detected in the reaction products in many of the tests at 8 °C, in some cases in considerable quantities. Careful observation showed, however, that even in these cases secondary ettringite and gypsum had been formed in the first place, so that expansive damage took place first. Thaumasite was only produced later within the already damaged microstructure. Thaumasite formation was also observed without previous expansive damage. However, this took place only on the surface of the test pieces and occurred very much more slowly than the formation of secondary ettringite. Such superficial thaumasite formation, which was often only partial, was only observed in a few long-term tests and did not necessarily require the presence of limestone meal or aggregates containing carbonate.

From these investigations it can be concluded that industrially relevant weakening of the microstructure can only occur where there is inadequate resistance to expansive sulfate attack. Superficial thaumasite formation, without additional expansion damage, normally has no significant relevance to the durability of the component.

The thaumasite damage to bridge foundations described in England can be attributed to the fact that because of the oxidation of sulfate-containing rock during construction, there was a combined sulfuric acid/sulfate attack against which no concrete technology measures had been provided [24]. The oxidation of the sulfide-containing rock (in this case pyrites) which had been used for backfilling the foundations led to the formation of sulfuric acid and high concentrations of sulfate. In combination with the other factors this attack resulted in weakening through acid attack and expansion phenomena accompanied by marked thaumasite formation.

It can also be concluded from these test results that concretes and mortars made with high sulfate-resisting cements complying with DIN 1164 also exhibit a high sulfate resistance at low temperatures. Regardless of the ambient temperature, high sulfate-resisting cements are therefore suitable for structures which are exposed to sulfate attack (exposure classes XA1 to XA3 as defined in DIN EN 206-1). This also applies to mixtures of high sulfate-resisting cement and fly ash. Mixtures of Portland cement and fly ash, and of Portland limestone cement and fly ash, exhibited significantly reduced sulfate resistance at low temperature in the laboratory trial when compared to tests at 20 °C. First investigations under realistic conditions (1 500 mg sulfate/l, up to two-year storage) seem to confirm this. Further investigations under realistic conditions are currently being carried out.

The investigations into thaumasite formation and sulfate resistance at low temperature were predominantly supported by funds from the BMWA (Federal Ministry for Economic Affairs and Labour) through the AiF („Otto von Guericke“ Federation of Industrial Research Associations) (AiF-FV No. 12399 N).

Literatur / Literature

- [1] Norm DIN 4030-1: Beurteilung betonangreifender Wasser, Böden und Gase. Deutsches Institut für Normung e.V., Juni 1991
- [2] DIN-Fachbericht 100, Beton – Zusammenstellung von DIN EN 206-1 und DIN 1045-2. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2001
- [3] Norm DIN 1164: Zement mit besonderen Eigenschaften. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, November 2000
- [4] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAStb): DAStb-Richtlinie „Verwendung von Flugasche nach DIN EN 450 im Betonbau“, 1996
- [5] Mulenga, D. M.; Stark, J.; Nobst, P.: Thaumasite formation in concrete and mortars containing fly ash. Proceedings of the First Int. Conf. on Thaumasite in Cementitious Materials, BRE (2002), ISBN 1 86081 557 X
- [6] Crammond, N. J.: The Thaumasite Form of Sulfate Attack; Proceedings of the First Int. Conf. on Thaumasite in Cementitious Materials, BRE (2002), ISBN 1 86081 557 X
- [7] Lipus, K.; Sylla, H.-M.: Investigations in Germany of the thaumasite form of sulfate attack. Proceedings of the First Int. Conf. on Thaumasite in Cementitious Materials, BRE (2002), ISBN 1 86081 557 X
- [8] Bensted, J.: The standardisation of sulphate-resisting cements Part I + Part II. World Cement (1995) H. 7 und H. 8
- [9] Gollop, R. S.; Taylor, H.F.W.: Microstructural and microanalytical studies of sulfate attack. I. Ordinary Portland cement Paste. Cement & Concrete Research 22 (1992) 6, pp. 1027–38
- [10] Gollop, R. S.; Taylor, H. F. W.: Microstructural and microanalytical studies of sulfate attack. III. Sulfate-resisting Portland Cement: Reactions with sodium and magnesium sulfate solutions. Cement and Concrete Research 25 (1995) 7, pp. 1581–1590
- [11] Report of the Thaumasite Expert Group: The Thaumasite form of sulfate attack; Risks, diagnosis, remedial works and guidance on new constructions; Department of the Environment, Transport and the regions, London, 1999
- [12] Lukas, W.: Betonzerstörung durch SO₂-Angriff unter Bildung von Thaumasit und Woodfordit. Cement and Concrete Research 5 (1975), pp. 503–517
- [13] Schubert, P.; Lühr, H.-P.: Zum Sulfatwiderstand flugaschehaltiger Mörtel und Betone. Betonwerk + Fertigteil-Technik 45 (1979) H. 3, pp. 177–182
- [14] Mehta, P. K.: Effect of fly ash composition on sulfate resistance of cement. Journal of the ACI 83 (1986) No. 6, pp. 994–1000

- [15] Matthews, J. D.: The sulfate resistance of pfa in concrete; Building Research Establishment Report BRE/131/1 (1991)
- [16] Hårdtl, R.: Veränderungen des Betongefüges durch die Wirkung von Steinkohlenflugasche und ihr Einfluss auf die Betoneigenschaften. Schriftenreihe des DAfStb, Heft 448, 1995
- [17] Brameshuber, W.; Pierkes, R.; Wiens, U.: Untersuchungen zum Langzeitverhalten von flugaschehaltigen Mörteln in Sulfatlösung; Aachen: Institut für Bau-forschung (1999) – Forschungsbericht No. F 729
- [18] Verein Deutscher Zementwerke e.V., Forschungsinstitut der Zementindustrie: Tätigkeitsbericht 1996–1999 und Tätigkeitsbericht 1999–2001
- [19] Wischers, G.; Sprung, S.: Verbesserung des Sulfatwiderstands von Beton durch den Zusatz von Steinkohlenflugasche – Sachstandsbericht Mai 1989. beton 40 (1990) H. 1, S. 17–21 und H. 2, S. 62–66
- [20] VGB-Forschungsstiftung: Thaumasitbildung in Flugaschebetonen VGBProjekt Nr. 199 (2001)
- [21] Mulenga, D. M.; Nobst, P.; Stark, J.: Praxisnahes Prüfverfahren zum Sulfatwiderstand von Beton und Mörtel mit und ohne Flugasche. Beitrag zum 37. Forschungskolloquium des DAfStb, Weimar (1999), pp. 197–213
- [22] Lipus, K.: Sulfatwiderstand. 41. Forschungskolloquium des DAfStb, Düsseldorf (2002), pp. 142–154
- [23] Wittekindt, W.: Sulfatbeständige Zemente und ihre Prüfung; Zement-Kalk-Gips 13 (1960) H. 2, S. 565–572
- [24] Longworth, T. I.: Contribution of construction activity to aggressive ground conditions causing the thaumasite form of sulfate attack to concrete in pyritic ground; Proceedings of the First Int. Conf. on Thaumasite in Cementitious Materials, BRE (2002), ISBN 1 86081 557 X.

Säurewiderstand von Beton

Acid resistance of concrete

Übersicht

Hohe Anforderungen an den Säurewiderstand von Beton können sich im Wesentlichen im Bereich der Abwasserkanäle und -anlagen ergeben. Die Praxis zeigt, dass übliche Rohrbetone dann chemisch angegriffen werden, wenn konzentrierte Säuren mit pH-Werten $< 6,5$ dauernd auf den Beton einwirken. Die Erhöhung des Säurewiderstands von beispielsweise Rohrbeton wird deshalb für Betriebsbedingungen gewünscht, bei denen langfristig ein Säureangriff zwischen pH 6,5 und pH 4,5 besteht.

In einem AiF-Forschungsprojekt wurden die Möglichkeiten untersucht, die chemische Widerstandsfähigkeit von Beton im Allgemeinen und von Betonrohren im Besonderen zu verbessern. Zur Optimierung der Betonzusammensetzung wurden die grundsätzlichen betontechnologischen Möglichkeiten für eine Erhöhung des chemischen Widerstands durch Ausrichtung der Betone auf eine erhöhte Festigkeit und vor allem Dichtigkeit näher untersucht. Es wurden Betonzusammensetzungen entwickelt, die gegenüber dem an die Eigenschaften der Praxisbetone angepassten Referenzbeton einen deutlich verbesserten Säurewiderstand aufwiesen. Die wesentliche Ursache für den erhöhten Säurewiderstand der untersuchten Betone ist auf die Ausbildung einer sehr dichten Zementsteinmatrix mit Kontaktzonen zur Gesteinskörnung zurückzuführen, die sehr niedrige Porositäten aufweisen.

Anhand der Ergebnisse wurden für die untersuchten Betone abschließend Prognosen bezüglich der Dauerhaftigkeit bei langjähriger Dauerbeanspruchungen erstellt.

Abstract

Heavy demands on the acid resistance of concrete arise mainly in the area of sewers and sewage plants. Practical experience shows that normal pipe concretes are attacked chemically if concentrated acids with pH values of less than 6.5 act for long periods on the concrete. Raising the acid resistance of, for example, pipe concrete is therefore desirable for operating conditions in which there is a long-term acid attack of between pH 6.5 and 4.5.

Possible ways of improving the chemical resistance of concrete in general and of concrete pipes in particular were investigated in an AiF research project. The basic concrete technology options for raising the chemical resistance by increasing the strength and, in particular, the impermeability of the concretes were examined in detail in order to optimize the concrete composition. Concrete compositions were developed which exhibited significantly better acid resistance than the reference concrete which had been adjusted to have the same properties as the concretes used in practice. The main reason for the increased acid resistance of the concretes investigated is the formation of a very dense hardened cement paste matrix with contact zones with the aggregate which have very low porosities.

The results were then used for predicting the durability of the concretes investigated during continuous exposure for many years.

1 Einleitung

Die umfassende Leistungsfähigkeit der Betone im Abwasserbereich, die sich in den mechanischen Eigenschaften Festigkeit, Formstabilität und Abriebfestigkeit sowie im Widerstand gegenüber Feuchte, Temperatur und chemischem Angriff ausdrückt, stellt sicher, dass die Beanspruchungen beim Einbau, im Betrieb und über die auf 80 bis 100 Jahre anzusetzende Nutzungsdauer [1] ausgehalten werden. In der Praxis entstehen immer wieder Fachdiskussionen über den chemischen Widerstand von z.B. Betonrohren gegenüber Säure im Abwasserbereich [2].

Zementgebundene Baustoffe wie der Beton von Abwasserrohren sind säurelöslich [3, 4]. Allerdings hängt der Grad der Säurelöslichkeit von der Betonzusammensetzung und von der Dichtheit des Betongefüges ab. Je mehr schwer lösliche Bestandteile im Beton enthalten sind und je höher die Betondichtheit ist, desto stärker ist der Widerstand des Betons gegenüber einer Säurebeanspruchung. Inwieweit die zur Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit notwendige Höhe des Säurewiderstands vorliegt, wird einerseits durch den Widerstand des Betons und andererseits durch die Art und Menge der Säure sowie die Art und Dauer der Einwirkung bestimmt [5].

Bei den geltenden Vorgaben für den Bau und den Betrieb von Abwasserkanälen müssen Betonrohre kommunalem Abwasser, d.h. sowohl häuslichem als auch industriellem Abwasser, mit einem pH-Wert $\geq 6,5$ über die Nutzungsdauer von 80 bis zu 100 Jahren widerstehen [6]. Die Erfahrung hat gezeigt, dass nach Norm hergestellte Rohre aus Beton diesem Leistungsanspruch gerecht werden. Die monolithisch aus Beton bestehende Rohrwand weist

1 Introduction

The comprehensive capabilities of concretes in the wastewater sector, expressed by their mechanical properties of strength, dimensional stability and abrasion resistance as well as by their resistance to moisture, temperature and chemical attack, ensure that they can withstand the stresses during installation, in operation and over a service life of 80 to 100 years [1]. Technical discussions occur repeatedly in practical circles about the chemical resistance of, for example, concrete pipes to acid in the wastewater sector [2].

Cement-bonded building materials, like the concrete in sewage pipes, are soluble in acid [3, 4]. However, the degree of acid solubility depends on the concrete composition and on the impermeability of the concrete microstructure. The greater the quantity of sparingly soluble constituents in the concrete and the higher the concrete impermeability the stronger is the resistance of the concrete to acid attack. Whether the concrete has the level of acid resistance needed to ensure fitness for use is determined partly by the resistance of the concrete and partly by the nature and quantity of the acid and the nature and duration of the attack [5].

In the guidelines applying to the construction and operation of sewers concrete pipes have to withstand municipal wastewater, i.e. both domestic and industrial wastewater, with pH values ≥ 6.5 over a service life of 80 to 100 years [6]. Experience has shown that concrete pipes produced in compliance with the standards can cope with this demand. The pipe wall consisting of monolithic concrete exhibits the required acid resistance. It needs no additional protection for this attack [7]. When considering the level of the attack it should be borne in mind that in practice the chemi-

den dafür notwendigen Säurewiderstand auf. Sie bedarf für diese Beanspruchung keines zusätzlichen Schutzes [7]. Zur Höhe der Beanspruchung ist in der Praxis zu beachten, dass die chemische Beanspruchung des Betons beispielsweise durch die Sielhautbildung vermindert wird.

Im Gegensatz zu den normalen Betriebsbedingungen in kommunalen Abwassernetzen können, besonders in Gebieten mit einem hohen Anteil an industriellem Abwasser, auch Abwässer mit pH-Werten bis zu 4,5 längerfristig anfallen. Dies muss bei der Planung berücksichtigt werden [8]. Auch für diese durch industrielle Abwässer beaufschlagten kommunalen Abwassernetze müssen Betonrohre mit ihren anerkannten technischen und wirtschaftlichen Vorteilen und einem entsprechend höheren Säurewiderstand ohne zusätzlichen Schutz zur Verfügung gestellt werden können.

2 Stand der Erkenntnisse

Festigkeit und Dichtheit sind die wesentlichen Merkmale, auf die die Betontechnologie für Bauteile im Abwasserbereich ausgerichtet ist. Dabei kommt in der Regel eine hohe Dichtheit auch dem chemischen Widerstand zugute [9, 10]. Ein möglichst niedriger Wasserzementwert im Bereich zwischen 0,35 und 0,40 bei einem Zementgehalt von 320 kg/m³ bis 360 kg/m³ führt dazu, dass relativ hohe Betondruckfestigkeiten um 60 N/mm² erzielt werden und dass durch die damit verbundene geringe Kapillarporosität eine hohe Betondichtheit eintritt. Bei Versuchen an praxiserfahrenen Rohrbetonen zur Feststellung des Durchtritts von Chlorkohlenwasserstoffen wurden neben hohen Festigkeiten Porengrößenvolumina ermittelt, die im Porenradialbereich zwischen 0,1 µm und 1 µm um 50 % bis 70 % unter denen lagen, die für Beton mit w/z = 0,60 ermittelt wurden [11].

Ein höherer Säurewiderstand als bei herkömmlichem Beton kann insbesondere durch Hochleistungsbetone spezieller Zusammensetzung erreicht werden. Untersuchungen (z.B. [12 bis 17]) haben gezeigt, dass Hochleistungsbetone, bei denen reaktive Feinstoffe oder Kunststoffdispersionen eingesetzt wurden, einen erhöhten chemischen Widerstand aufweisen.

Obwohl grundsätzlich bekannt ist, dass Betone mit einer erhöhten Dichtheit und verringerter Löslichkeit einen gegenüber normalem Beton gesteigerten Säurewiderstand erreichen können, fehlen für die Praxis die entsprechenden Hinweise für die Zusammensetzung dieser Hochleistungsbetone sowie die Nachweise ihres erhöhten Säurewiderstands. Die bisherigen Kenntnisse deuten darauf hin, dass bis zu einer Beanspruchung von pH ≈ 4,5 im Dauerbetrieb ein derart hoher chemischer Widerstand erreicht werden kann, der über eine Nutzungsdauer von 80 bis 100 Jahren die Abtragstiefen auf ein vertretbares Ausmaß begrenzt.

3 Forschungsziel und Lösungsweg

Das Forschungsvorhaben sollte zu einer Erhöhung des Widerstands von Beton gegenüber Säureangriffen im pH-Wertbereich zwischen 6,5 und 4,5 führen, indem spezielle Betonzusammensetzungen entwickelt und labormäßig überprüft werden. Ziel sollte es sein, die Abtragsraten (Schädigungstiefe) so gering zu halten, dass die geforderte Nutzungsdauer von etwa 100 Jahren bei ausreichenden

cal attack on the concrete is reduced by, for example, the formation of sewer film.

In contrast to the normal operating conditions it is also possible for wastewater with pH values down to 4.5 to be present for long periods in municipal sewage networks, especially in areas with a high proportion of industrial wastewater. This must be taken into account in the design [8]. It must also be possible to provide concrete pipes, with their recognized technical and economic advantages and a correspondingly higher acid resistance, for these municipal sewage networks exposed to industrial wastewater without employing any additional protection.

2 Current state of knowledge

Strength and impermeability are the essential features towards which concrete technology is directed for components in the wastewater sector. A high level of impermeability usually also benefits the chemical resistance [9, 10]. The lowest possible water/cement ratio in the range between 0.35 and 0.40 with a cement content of 320 kg/m³ to 360 kg/m³ results in relatively high concrete compressive strengths around 60 N/mm² and achieves a high concrete impermeability due to the resulting low capillary porosity. Trials with the pipe concretes used in practice to establish the penetration of chlorinated hydrocarbons not only found high strengths but also pore size volumes which were 50 % to 70 % below those determined for concrete with water/cement = 0.60 in the pore radius range between 0.1 µm and 1 µm [11].

A higher acid resistance than in conventional concrete can be achieved by using high-performance concretes of specific composition. Investigations (e.g. [12 to 17]) have shown that high-performance concretes in which reactive fines or synthetic dispersions were used exhibit increased chemical resistance.

In principle it is known that concretes with increased impermeability and reduced solubility can achieve a higher acid resistance than normal concrete, but in practice there is a lack of the corresponding information about the composition of these high-performance concretes and proof of their increased acid resistance. Previous findings indicate that for continuous attack at down to pH ≈ 4.5 it is possible to achieve a chemical resistance such that the depth of erosion over a service life of 80 to 100 years is kept to a tolerable level.

3 Research objective and approach

The research project was intended to increase the resistance of concrete to acid attack in the pH range between 6.5 and 4.5 by developing special concrete compositions and checking them in the laboratory. The aim was to keep the erosion rate (depth of damage) so low that the required service life of about 100 years could be achieved while maintaining adequate serviceability. In order to achieve the underlying objectives the research project was divided into the following focal points which follow on from one another.

Focal point 1: Test procedure

There was no existing generally recognized test method so the first sub-task was to establish a suitable test method based on literature searches.



Bild 1: pHstat-Versuchsaufbau mit kontinuierlicher Endpunkttitration
Figure 1: pHstat test set-up with permanent titration



Bild 2: pHstat-Versuchsaufbau mit Säure/Base-Puffersystem
Figure 2: pHstat test set-up with acid/base buffer system

der Gebrauchsfähigkeit erreicht werden kann. Um die gesteckten Ziele zu erreichen, wurde das Forschungsprojekt in die folgenden aufeinander aufbauenden Untersuchungsschwerpunkte gegliedert:

Schwerpunkt 1: Prüfverfahren

Da derzeit keine als allgemeingültig anerkannte Prüfmethode existiert, bestand die erste Teilaufgabe darin, aufbauend auf Literaturrecherchen ein geeignetes Prüfverfahren festzulegen.

Schwerpunkt 2: Anknüpfung an die Praxis

Mit Hilfe des festgelegten Prüfverfahrens wurde im zweiten Schritt zunächst der Säurewiderstand praxisüblicher Betone, für z.B. Rohre, unter zuvor definierten Randbedingungen ermittelt. Um die Anknüpfung aller weiteren Untersuchungen an die Praxisverhältnisse sicherzustellen, wurde ein Referenzbeton entwickelt, der von seinen Eigenschaften her mit denen der geprüften Rohrbetone gleichzusetzen ist.

Schwerpunkt 3: Leistungsfähigkeit des Prüfverfahrens

Im dritten Schritt wurde anhand des Referenzbetons die Leistungsfähigkeit des Prüfverfahrens untersucht. Alle relevanten Einflussgrößen auf das Messergebnis wie z.B. Art, Konzentration, pH-Wert und Temperatur der Prüflüssigkeit, Versuchsdauer, Wiederholbarkeit etc. wurden ermittelt.

Schwerpunkt 4: Betone mit hohem Säurewiderstand

Das Hauptziel des Projekts war es, Betonzusammensetzungen zu entwickeln, die nachweislich einen erhöhten chemischen Widerstand aufweisen. Dabei wurden die grundsätzlichen betontechnologischen Möglichkeiten für eine Erhöhung des chemischen Widerstands durch Ausrichtung der Betone auf eine erhöhte Festigkeit und vor allem Dichtheit näher untersucht. Insbesondere der Einsatz von puzzolanisch reagierenden Feinstoffen, wie Mikrosilica und Flugasche, wurde näher untersucht. Gleichfalls wurde untersucht, inwieweit Zemente mit hohem Hüttensandanteil geeignet sind, den chemischen Widerstand des Betons zu erhöhen.

Schwerpunkt 5: Chemische und mechanische Dauerbeanspruchung

Zur Simulation der Bedingungen im Kanal (Abrieb, Reinigung etc.) wurden mit den optimierten Betonzusammensetzungen weiterführende Laboruntersuchungen bezüglich ihrer Dauerhaftigkeit bei gleichzeitiger chemischer und mechanischer Dauerbeanspruchung durchgeführt.

Schwerpunkt 6: Dauerhaftigkeitsprognose für langjährige Dauerbeanspruchung

Anhand der Untersuchungsergebnisse aus den Schwerpunkten 3, 4 und 5 wurden Abschätzungen zur Vorhersage der Dauerhaftigkeit bei langjähriger Dauerbeanspruchung erstellt. Diese Dauerhaftigkeitsprognosen standen unter anderem vor dem Hintergrund, die im Merkblatt ATV-M 168 [8] getroffenen Festlegungen labormäßig zu überprüfen.

4 Prüfverfahren

Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurden als betonangreifende Säuren Salpetersäure (HNO_3) aus der Gruppe der anorganischen Säuren und Essigsäure (CH_3COOH) aus der Gruppe der organischen Säuren untersucht.

Die Versuche mit Salpetersäure (HNO_3) konstanter Konzentration wurden mittels kontinuierlicher Endpunkttitration durchgeführt (Bild 1). Da Salpetersäure zu den leicht dissoziierbaren Säuren zählt, kann näherungsweise davon ausgegangen werden, dass ein versuchstechnisch konstant gehaltener pH-Wert (Mess- und Steuergröße) im pHstat-Versuch mit kontinuierlicher Endpunkttitration einer konstanten Säurekonzentration entspricht.

Die Versuche mit Essigsäure als betonangreifendes Medium wurden als pHstat-Versuch mit Säure/Base-Puffersystem durchgeführt (Bild 2). Es wurde ein gepuffertes Essigsäure-Acetat-System eingesetzt ($x \text{ mol} \cdot \text{l}^{-1} \text{ CH}_3\text{COOH}$, $y \text{ mol} \cdot \text{l}^{-1} \text{ Acetat}$). Als Puffer wurden unterschiedliche Acetate – Ammoniumacetat und Natriumacetat – verwendet.

Focal point 2: Links with practical conditions

The second stage was to use the established test method to determine the acid resistance of concretes normally used in practice, e.g. for pipes, under previously defined conditions. A reference concrete was developed with the same properties as the pipe concretes tested in order to ensure that all further investigations were linked to practical conditions.

Focal point 3: Effectiveness of the test method

The third step used the reference concrete to examine the effectiveness of the test method. All relevant variables which affect the test result, such as nature, concentration, pH and temperature of the test liquid, test duration, repeatability, etc., were determined.

Focal point 4: Concretes with high acid resistance

The main aim of the project was to develop concrete compositions which could be shown to have increased chemical resistance. The basic concrete technology options for raising the chemical resistance by increasing the strength and, above all, the impermeability of the concrete were examined closely. In particular the use of fines which have pozzolanic reactions, such as microsilica and fly ash, was examined in detail. The extent to which cements with a high proportion of granulated blastfurnace slag are suitable for raising the chemical resistance of concrete was also examined.

Focal point 5: Continuous chemical and mechanical attack

The optimized concrete compositions were submitted to more extensive laboratory investigations with respect to durability under continuous simultaneous chemical and mechanical attack to simulate the conditions in a sewer (abrasion, cleaning, etc.).

Focal point 6: Durability prediction for continuous attack over many years

Estimates for predicting the durability under continuous attack over many years were drawn up with the aid of the test results from Focal points 3, 4 and 5. Part of the purpose of these durability predictions is to check the measures laid down in Code of Practice ATV-M 168 [8] in the laboratory.

4 Test method

Nitric acid (HNO_3) from the inorganic acids and acetic acid (CH_3COOH) from the organic acids were investigated within the research project as acids which attack concrete.

The trials with nitric acid (HNO_3) at constant concentration were carried out using continuous end-point titration (Figure 1). Nitric acid is one of the acids which dissociates readily so it can be assumed, as an approximation, that a pH value (measured and manipulated variable) which is kept constant in the pHstat trial with continuous end-point titration corresponds to a constant acid concentration.

The trials using acetic acid as the concrete-attacking medium were carried out as pHstat trials with an acid/base buffer system (Figure 2). A buffered acetic acid – acetate system was used ($x \text{ mol} \cdot \text{l}^{-1} \text{ CH}_3\text{COOH}$, $y \text{ mol} \cdot \text{l}^{-1} \text{ acetate}$). Different acetates – ammonium acetate and sodium acetate – were used as buffers.

A value of 0.1 m^2 (10-times the test piece surface area) was chosen for the ratio of test piece surface area to test liquid volume on the basis of the experience from the elution method [18].

The chemical resistance of concrete was characterized by determining the mass loss as a function of time, analyzing the calcium leaching (mobilizable concentration) as a function of time, and measuring the depth of damage on completion of the acid attack.

5 Links with practical conditions

Normal commercial pipe concretes were tested first to establish a link with the conditions used in practice. The pipe concretes investigated were produced with aggregates which do not enter into any reactions with the acids. Figure 3 shows the measured mass loss relative to the test piece surface area as a function of the duration of the acid attack. The result of the investigation showed that pipe concretes A and C exhibited virtually the same mass losses, while for pipe concrete B the erosion by acid attack took place more slowly.

Das Verhältnis von Prüfkörperoberfläche zu Prüfflüssigkeitsvolumen wurde in Anlehnung an die Erfahrungen aus dem Bereich der Elutionsverfahren [18] zu $0,1 \text{ m}^1$ (10fache der Prüfkörperoberfläche) gewählt.

Zur Charakterisierung des chemischen Widerstands von Beton wurden die Bestimmung des Masseverlusts als Funktion der Zeit, die analytische Ermittlung der Calcium-Auslaugung (mobilisierbare Konzentration) als Funktion der Zeit und die Bestimmung der Schädigungstiefe nach Abschluss des Säureangriffs eingesetzt.

5 Anknüpfung an die Praxis

Zur Anknüpfung an die Bedingungen in der Praxis wurden zunächst handelsübliche Rohrbetone geprüft. Die untersuchten Rohrbetone wurden mit Gesteinskörnungen hergestellt, die keine Reaktionen mit den Säuren eingehen. Bild 3 zeigt den ermittelten Masseverlust bezogen auf die Prüfkörperoberfläche in Abhängigkeit von der Dauer des Säureangriffs. Das Ergebnis der Untersuchungen zeigte, dass die Rohrbetone A und C nahezu gleiche Masseverluste aufwiesen, während beim Rohrbeton B der Abtrag durch den Säureangriff langsamer abließ. Das in den Untersuchungen ermittelte Ergebnis bestätigte die Erfahrungen des Herstellers.

Um die Anknüpfung aller weiteren Untersuchungen an die Praxisverhältnisse sicherzustellen, wurde ein Referenzbeton entwickelt, der von seinen Eigenschaften her mit denen der Rohrbetone gleichzusetzen ist. Wie aus Bild 3 hervorgeht, wurde mit dem Referenzbeton RB 350 (CEM I 42,5 R, $z = 350 \text{ kg/m}^3$, $w/z = 0,50$, keine Betonzusatzstoffe, inerte Gesteinskörnung) in etwa der gleiche Säurewiderstand erzielt, wie er auch bei der Prüfung der Rohrbetone A und C ermittelt wurde.

Die Ermittlung der Schädigungstiefe mit Hilfe des Phenolphthalein-Tests im Anschluss an die 3-wöchige Prüfung mit Essigsäure/Ammoniumacetat-Pufferlösung ist für den Referenzbeton und den Rohrbeton A in Bild 4 dargestellt. Für die Proben mit einem Ausgangsdurchmesser von 80 mm wurde nach Abschluss des Säureangriffs ein Durchmesser des ungeschädigten Betons von 69,4 mm (Referenzbeton) bzw. 69,2 mm (Rohrbeton A) bestimmt.

6 Leistungsfähigkeit des Prüfverfahrens

Im dritten Schritt wurde anhand des Referenzbetons die Leistungsfähigkeit des Prüfverfahrens untersucht. Alle relevanten Einflussgrößen auf das Messergebnis wie z.B. Art, Konzentration, pH-Wert und Temperatur der Prüfflüssigkeit, Versuchsdauer, Wiederholbarkeit etc. wurden ermittelt. Ermittelt wurden in Abhängigkeit von der Zeitdauer der Masseverlust und die Calcium-Auslaugung sowie die Schädigungstiefe nach Abschluss der Prüfung. Die Ergebnisse in der Zusammenfassung:

- Im Rahmen der Versuche wurden unterschiedliche Prüfkörpergeometrien untersucht. Die unterschiedlichen Prüfkörpergeometrien führten bei flächenbezogener Darstellung zu gleichem Ergebnis. Die Prüfkörpergeometrie hat somit keinen relevanten Einfluss auf das flächenbezogene Messergebnis, sofern ein konstantes Verhältnis zwischen Prüfkörperoberfläche und Flüssigkeitsvolumen eingehalten wird.
- Zur Pufferung der Essigsäure wurde sowohl Natriumacetat als auch Ammoniumacetat eingesetzt. Die untersuchten Acetate führten zu gleichem Ergebnis. Eine erhöhte Betonkorrosion durch Ammoniumacetat wurde nicht beobachtet.
- Eine tägliche Erneuerung der Säure bei Puffersystemen führte zu keiner höheren Betonkorrosion. Bei gepufferten Systemen ist die Kontrolle des Versuchs durch kontinuierliche pH-Wert-Messung ausreichend. Eine Erneuerung der Säure muss dann durchgeführt werden, wenn der festgelegte pH-Wert nicht mehr gehalten werden kann.
- Mit zunehmendem pH-Wert verringert sich der Säureangriff auf Beton. Zwischen pH-Wert und Masseverlust wurde bei doppeltlogarithmischer Darstellung ein linearer Zusammenhang ermittelt. Die pH-Wert-Abhängigkeit wurde ebenfalls durch die Bestimmung der Calcium-Auslaugung bestätigt.
- Die Konzentrationsabhängigkeit bei gepufferten Systemen konnte nicht abschließend geklärt werden, hierzu müssen weitere Variationen der Ausgangskonzentration untersucht werden.

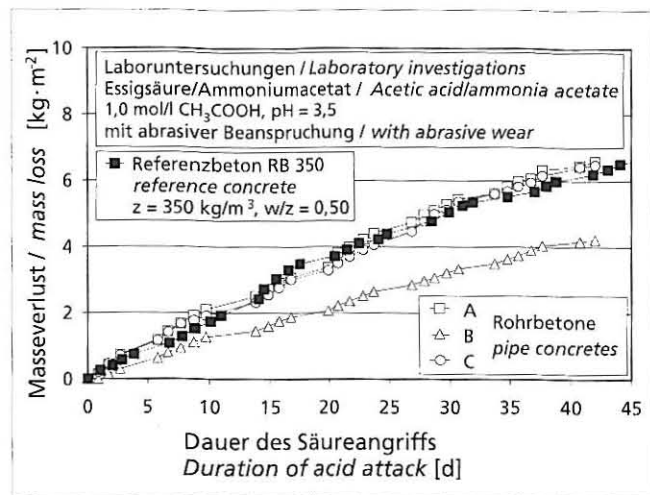


Bild 3: Vergleich von verschiedenen Rohrbetonen aus der Praxis mit dem Referenzbeton für Laboruntersuchungen

Figure 3: Comparison of several pipe concretes with the reference concrete made for laboratory tests

The results determined in the investigations confirmed the manufacturer's experience.

A reference concrete with the same properties as the pipe concretes was developed to ensure that all further investigations were linked to practical conditions. As can be seen from Figure 3, approximately the same acid resistance was achieved with the reference concrete RB 350 (CEM I 42,5 R, $c = 350 \text{ kg/m}^3$, $w/c = 0.50$, no concrete additions, inert aggregate) as was measured when testing pipe concretes A and C.

The determination of the depth of damage with the aid of the phenolphthalein test at the conclusion of the 3-week test with acetic acid/ammonium acetate buffer solution is shown in Figure 4 for the reference concrete and pipe concrete A. On conclusion of the acid attack the samples with an initial diameter of 80 mm had diameters of the undamaged concrete of 69.4 mm (reference concrete) and 69.2 mm (pipe concrete A).

6 Effectiveness of the test method

In the third step the reference concrete was used to investigate the effectiveness of the test method. All relevant variables which affect the test result, such as nature, concentration, pH and temperature of the test liquid, test duration, repeatability, etc., were determined. The mass loss and the calcium leaching were measured as a function of time and the depth of damage was measured after conclusion of the test. The results can be summarized as follows:

- Different test piece geometries were investigated during the trials. Relative to the surface area the different test piece

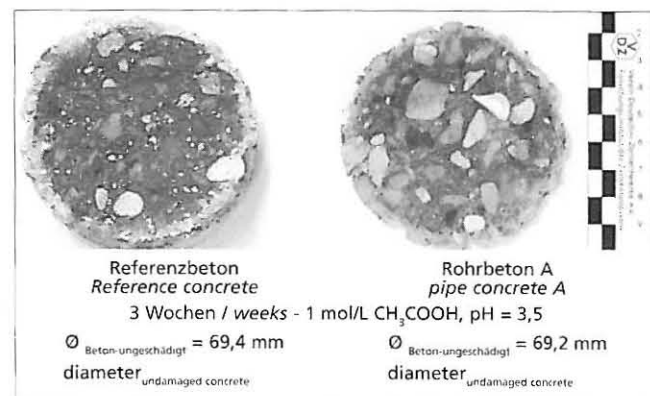


Bild 4: Vergleich der Schädigungstiefe – Referenzbeton und Rohrbeton A

Figure 4: Comparison of the depth of damage – Reference concrete and pipe concrete A

Tafel 1: Betonzusammensetzungen
Table 1: Concrete composition

Bezeichnung Marking	Zement Cement	Zementgehalt Cement content	Wassergehalt Water content	(w/z) _{eq} ⁶⁾	Betonzusatzstoff Additions	
					Mikrosilica Micro silica	Flugasche Fly ash
		kg/m ³	kg/m ³	–	M.-% v.z / wt.-% of c	
1	2	3	4	5	6	7
R ¹⁾ B ²⁾ 350	CEM I 42,5	350	175,0	0,50	–	–
S ³⁾ 8/B600	CEM I 42,5	556	150,0	0,25	8	–
S8/B450	CEM I 42,5	417	157,5	0,35	8	–
S8/B300	CEM I 42,5	278	105,0	0,35	8	–
S8/F ⁴⁾ 20/B450	CEM I 42,5	352	157,5	0,35	8	20
S25/F60/B450	CEM I 42,5	243	157,5	0,35	25	60
HB450	CEM III/B 42,5 NW/HS/NA ⁵⁾	450	157,5	0,35	–	–

¹⁾ R = Referenzbeton
Reference concrete

²⁾ B = Gesamtmenge Zement plus ggf. Betonzusatzstoff in kg/m³
Total content cement plus additions

³⁾ S = Mikrosilica (M.-% bezogen auf Zementgehalt) (Silicasuspension, Feststoffgehalt 50,8 M.-%)
Micro silica (wt.-% of cement content) (silica suspension, solid content 50,8 wt.-%)

⁴⁾ F = Steinkohlenflugasche (M.-% bezogen auf Zementgehalt)
fly ash (wt.-% of cement content)

⁵⁾ 72 M.-% Hüttensandgehalt
Content of slag

⁶⁾ k = 1,0 für Flugasche und Mikrosilica
for fly ash and micro silica

- Mit steigender Temperatur nimmt der Grad des Säureangriffs zu. Der Einfluss der Temperatur beim Säureangriff auf Beton kann mit Hilfe der Arrhenius-Gleichung berücksichtigt werden.
- Die Untersuchungen zur Art der Säure – Salpetersäure- oder Essigsäure-Puffersystem – haben gezeigt, dass die pufferbaren Säuren hinsichtlich der Betonkorrosion als kritischer eingestuft werden müssen.
- Der zeitliche Verlauf des Masseverlusts und der Calcium-Auslaugung weist bei zeitbezogener Wurzelarstellung eine lineare Abhängigkeit auf (\sqrt{t} -Gesetz). Eine Versuchsdauer von drei Wochen führte zu vergleichbaren Ergebnissen, wie der Parallelversuch mit 9-wöchiger Säurebeanspruchung. Die Versuchsdauer sollte daher zwischen drei und neun Wochen liegen.
- Im Rahmen des Forschungsprojekts wurden zu definierten Zeiten Kleinstproben aus dem Prüfmedium entnommen und die Konzentrationen an Calcium-, Kalium- und Natriumionen analysiert. Erwartungsgemäß nahm der Gehalt an Calciumionen im Prüfmedium mit zunehmender Dauer des Säureangriffs zu. Die Konzentration der Kaliumionen in Abhängigkeit von der Dauer des Säureangriffs zeigte ein ähnliches Verhalten. Die Bestimmung der Kaliumionen im Fall des Betonangriffs durch Salpetersäure führte zu keinem deutbaren Ergebnis. Die Analysewerte wiesen große Streuungen und keinen Zusammenhang zur Dauer des Säureangriffs auf. Für die ermittelten Natriumionenkonzentrationen konnte kein eindeutiger Zusammenhang zwischen Konzentrationshöhe und Dauer des Säureangriffs nachgewiesen werden.

7 Betone mit hohem Säurewiderstand

Nachdem die Leistungsfähigkeit des Prüfverfahrens nachgewiesen wurde, stand im Vordergrund der weiteren Untersuchungen die Entwicklung von Betonzusammensetzungen, die einen erhöhten chemischen Widerstand aufweisen. Dabei wurden die grundsätzlichen betontechnologischen Möglichkeiten für eine Erhöhung des chemischen Widerstands durch Ausrichtung der Betone auf eine erhöhte Festigkeit und vor allem Dichtheit näher untersucht. Vor allem der Einsatz puzzolanisch reagierender Feinstoffe, wie Mikrosilica und Steinkohlenflugasche, wurde vor dem Hintergrund der im Merkblatt ATV-M 168 gestellten Anforderungen beleuchtet.

Im Rahmen des Forschungsprojekts wurden Betonzusammensetzungen (Tafel 1) ausgewählt, die im Wesentlichen die Eckpunkte der technisch möglichen und sinnvollen Anwendungsgrenzen der Betonzusatzstoffe abprüfen. Untersucht wurden der Einsatz von Mikrosilica und Steinkohlenflugasche. Die Betone wur-

geometries led to the same results. The test piece geometries therefore had no relevant influence on the area-related test results provided a constant ratio was maintained between test piece surface area and liquid volume.

- Both sodium acetate and ammonium acetate were used for buffering the acetic acid. The acetates investigated led to the same result. No increased concrete corrosion due to ammonium acetate was observed.
- Daily renewal of the acid in the buffer systems did not lead to any greater concrete corrosion. With buffered systems it is sufficient to keep a check on the trial by continuous pH measurement. The acid must be renewed when the stipulated pH value can no longer be maintained.
- The acid attack on the concrete is reduced with increasing pH value. A double-logarithmic plot gave a linear relationship between pH and mass loss. The dependence on the pH value was also confirmed by the determination of the calcium leaching.
- No ultimate clarification of the dependence on the concentration in buffered systems was achieved; this will require investigation of further variations of the initial concentration.
- The level of acid attack increases with rising temperature. The influence of temperature during acid attack on concrete can be taken into account using the Arrhenius equation.
- The investigations into the nature of the acid – nitric acid or acetic acid buffer system – have shown that acids which can be buffered must be classed as more critical with respect to concrete corrosion.
- The behaviour of mass loss and calcium leaching with time exhibits a linear relationship with the square root of the time (\sqrt{t} law). A test duration of three weeks led to results comparable with the parallel test with nine-week acid attack. The test duration should therefore lie between three and nine weeks.
- During the research project very small samples were taken from the test medium at defined times and the concentrations of calcium, potassium and sodium ions were analyzed. As expected, the content of calcium ions in the test medium increased with increasing duration of the acid attack. The concentration of potassium ions plotted as a function of the duration of the acid attack showed a similar behaviour pattern. The determination of the potassium ions in the case of concrete attack by nitric acid did not produce an explicable result. The analysis values showed great scatter and no relationship with the duration of the acid attack. No significant relationship between level of concentration and duration of the acid attack could be found for the sodium ion concentrations measured.

den, unter Bezug auf die Praxis, zum überwiegenden Teil mit CEM I 42,5 R hergestellt. Des Weiteren wurde Hochofenzement CEM III/B 42,5 NW/HS/NA mit einem Hüttensandanteil von 72 M.-% verwendet. Die Gehalte an Zement plus Betonzusatzstoff wurden zu 300 kg/m³, 450 kg/m³ und 600 kg/m³ gewählt. Der äquivalente Wasserzementwert wurde einheitlich mit 0,35 eingestellt, wobei Mikrosilica und Flugasche mit $k = 1,0$ angesetzt wurden. Lediglich bei der Betonzusammensetzung S8/B600 (siehe Tafel 1) betrug der äquivalente Wasserzementwert 0,25. Es wurden für alle Betonzusammensetzungen inerte, d.h. säureresistente, Gesteinskörnungen verwendet.

Neben den üblichen Frischbetonprüfungen gemäß DIN 1048, wie Ausbreit- oder Verdichtungsmaß, Luftporengehalt und Frischbetonrohddichte, wurden verschiedene Festbetoneigenschaften (Druck- und Biegezugfestigkeit, Wassereindringtiefe, spezifischer Permeabilitätskoeffizient bei 250 bar Wasserdruck und bei Sauerstoff, Quecksilberdruckporosität) und insbesondere der Säurewiderstand der Betone ermittelt.

Der Säurewiderstand wurde mit Hilfe des zuvor festgelegten Prüfverfahrens (siehe Abschnitt 4) untersucht. Als Prüfmedien wurden Salpetersäure und Essigsäure (gepuffert mit Ammoniumacetat) eingesetzt. Als Messgrößen wurden während des Versuchs der zeitliche Masseverlust bzw. die Calcium-Auslaugung erfasst, nach Abschluss der Untersuchung wurde mit Hilfe der Indikatorlösung der Durchmesser des ungeschädigten Betons ermittelt.

Exemplarisch zeigt Bild 5 das Ergebnis der Untersuchungen zum Säurewiderstand der in Tafel 1 aufgelisteten Betonzusammensetzungen. Als Prüfmedium wurde 1-molare Essigsäure verwendet, die mit Ammoniumacetat auf einen pH-Wert von 3,5 gepuffert wurde. Die ausgewählten Betonzusammensetzungen wiesen gegenüber dem Referenzbeton einen deutlich verbesserten Säurewiderstand auf. Der Säurewiderstand konnte bei den gegebenen Umgebungsbedingungen um einen Faktor zwischen etwa 2,5 und 4,5 erhöht werden. Wie aus der Darstellung in Bild 5 hervorgeht, lagen die untersuchten Betone mit erhöhtem Säurewiderstand in einem relativ engen Bereich. Der zeit- und flächenbezogene Masseverlust lag zwischen etwa 0,04 kg·m⁻²·d⁻¹ und 0,07 kg·m⁻²·d⁻¹. Unter Berücksichtigung der Streuungen des angewandten Messverfahrens ist eine weitere Differenzierung der untersuchten Betone in diesem Bereich nicht sinnvoll. Dies ist insofern positiv zu beurteilen, da der Betonhersteller die für sich wirtschaftlichste Variante auswählen kann, um Betone mit hohem Säurewiderstand herzustellen.

Neben dem Masseverlust, der kontinuierlich während des Versuchablaufs ermittelt wurde, wurde nach Abschluss der Untersuchungen der Durchmesser des ungeschädigten Restbetons bestimmt. Korrespondierend zu der Abhängigkeit zwischen pH-

7 Concretes with high acid resistance

After the effectiveness of the test method had been proved the rest of the investigations concentrated on developing concrete compositions with increased chemical resistance. The basic concrete technology options for raising the chemical resistance were examined in detail by increasing the strength and, above all, the impermeability of the concretes. In particular the use of fines which have pozzolanic reactions, such as microsilica and coal fly ash, was examined against the background of the requirements set in the Code of Practice ATV-M 168.

During the research project concrete compositions (Table 1) were chosen which essentially checked out the corners of the technically feasible and appropriate application limits for the concrete additions. The use of microsilica and fly ash was investigated. The majority of the concretes were produced with CEM I 42,5 R cement as used in practice. Blastfurnace slag cement CEM III/B 42,5 NW/HS/NA containing 72 wt.-% blastfurnace slag was also used. Values of 300 kg/m³, 450 kg/m³ and 600 kg/m³ were chosen for the levels of cement plus concrete additions. The equivalent water/cement ratios were all set to 0.35, for which microsilica and fly ash were given the value $k = 1.0$. Only for the concrete composition S8/B600 (see Table 1) was an equivalent water/cement ratio of 0.25 used. Inert, i.e. acid-resistant, aggregates were used for all concrete compositions.

Various hardened concrete properties (compressive strength and flexural tensile strength, depth of water penetration, specific permeability coefficient with 250 bar water pressure and with oxygen, mercury intrusion porosity) and, in particular, the acid resistance of the concretes were determined in addition to the usual fresh concrete tests defined in DIN 1048, such as flow diameter or degree of compaction, air void content and fresh concrete bulk density.

The acid resistance was investigated with the aid of the test method defined above (see Section 4). Nitric acid and acetic acid (buffered with ammonium acetate) were used as the test media. During the test the mass loss and the calcium leaching with time were measured as test variables; after conclusion of the investigations the diameter of the undamaged concrete was determined with the aid of the indicator solution.

Figure 5 shows an example of the results of the investigations of the acid resistance of the concrete compositions listed in Table 1. The test medium was 1-molar acetic acid which had been buffered with ammonium acetate to a pH of 3.5. The chosen concrete compositions show significantly improved acid resistance compared with the reference concrete. Under the given ambient conditions the acid resistance was raised by a factor of between about 2.5 and 4.5. As can be seen from Figure 5, the concretes with increased acid resistance lay in a relatively narrow range. The mass loss relative to time and surface area lay between about 0.04 kg·m⁻²·d⁻¹ and 0.07 kg·m⁻²·d⁻¹. Bearing in mind the scatter of the test method used any further differentiation of the concretes investigated in this range would not be meaningful. This is beneficial because concrete manufacturers can then select the variant which is most cost-effective for them for producing concretes with high acid resistance.

In addition to the mass loss, which was measured continuously during the test, the diameter of the remaining undamaged concrete was determined on conclusion of the investigations. The remaining undamaged concrete was found to have a greater diameter with increasing pH value, i.e. the depth of penetration of the acid front decreased with increasing pH; this corresponds to the relationship between pH and mass loss. The dependence of the diameter of the undamaged concrete on the mass loss could be described by a power relationship.

It was not possible to identify any functional relationships between the material parameters for describing the acid resistance (mass loss, diameter of the undamaged concrete, calcium leaching) and the characteristic mechanical variables (compressive strength, flexural tensile strength) or the structural parameters (oxygen permeability coefficient and water flow coefficient, mercury intrusion porosity).

As a rule the concrete compositions with increased acid resistance exhibited sharp boundaries between the acid or reaction front and undamaged concrete or undamaged hardened cement paste matrix in the microscopic examinations. The penetrating acid was

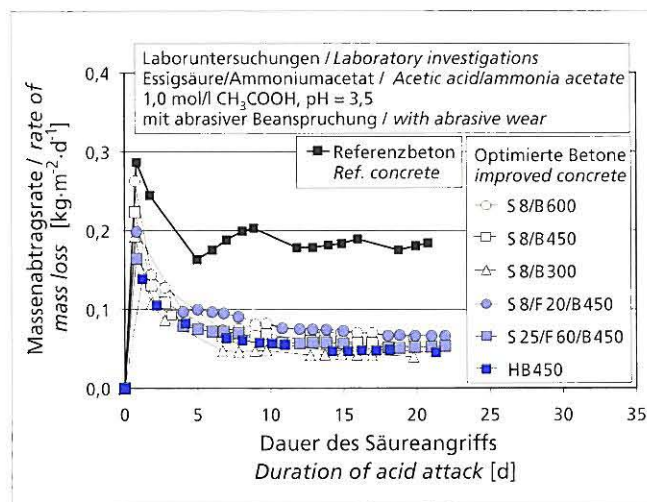


Bild 5: Referenzbeton im Vergleich zu den untersuchten Betonen mit hohem Säurewiderstand

Figure 5: Reference concrete in comparison with the acid-resistant test concretes

Wert und Masseverlust ergab sich mit zunehmendem pH-Wert ein größerer Durchmesser des ungeschädigten Restbetons, d.h. die Eindringtiefe der Säurefront nahm mit zunehmendem pH-Wert ab. Die Abhängigkeit des Durchmessers des ungeschädigten Betons vom Masseverlust konnte durch einen potenziellen Zusammenhang beschrieben werden.

Funktionale Abhängigkeiten zwischen den Materialparametern zur Beschreibung des Säurewiderstands (Masseverlust, Durchmesser des ungeschädigten Beton, Calcium-Auslaugung) und den bestimmten mechanischen Kenngrößen (Druckfestigkeit, Biegezugfestigkeit) oder den ermittelten Strukturparametern (Sauerstoffpermeabilitäts- und Wasserdurchflusskoeffizient, Quecksilberdruckporosität) konnten nicht nachgewiesen werden.

Bei den Betonzusammensetzungen mit erhöhtem Säurewiderstand wurde in den mikroskopischen Untersuchungen in der Regel eine scharfe Grenze zwischen Säure- bzw. Reaktionsfront und ungeschädigtem Beton bzw. ungeschädigter Zementsteinmatrix vorgefunden. Eine Umwandlung der Gesteinskörnungen durch die eindringende Säure innerhalb der Kontaktzone konnte offensichtlich nicht stattfinden. Das bedeutet, dass durch die gewählten Betonzusammensetzungen sowohl die Matrixdichtigkeit als auch die Porosität der Kontaktzone deutlich verbessert wurde. Selbst poröse Gesteinskörnungen wiesen keine Schädigungen an ihren „Rückseiten“ auf. Inerte Gesteinskörnungen in Betonsystemen mit Kontaktzonen, in denen der Stofftransport langsamer abläuft als in der übrigen Zementsteinmatrix, erfüllen damit eine abschirmende Funktion gegenüber dem angreifenden Medium und reduzieren auf diese Weise die schädigende Reaktionsfront.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die wesentliche Ursache für den erhöhten Säurewiderstand der untersuchten Betone auf die Ausbildung einer sehr dichten Zementsteinmatrix mit Kontaktzonen zur Gesteinskörnung, die sehr niedrige Porositäten aufweisen, zurückzuführen ist.

8 Chemische und mechanische Dauerbeanspruchung

Zur Simulation der Bedingungen im Kanal (Abrieb, Reinigung etc.) wurden mit den optimierten Betonzusammensetzungen weiterführende Untersuchungen bezüglich ihrer Dauerhaftigkeit bei gleichzeitiger chemischer und mechanischer Dauerbeanspruchung in einer im Forschungsinstitut modifizierten Prüfapparatur durchgeführt.

Bild 6 zeigt die Prüfapparatur zur Simulation der Kanalbedingungen mit abrasiver Beanspruchung. Als Prüfkörper wurden Betonzyylinder ($\varnothing = 150$ mm, $h = 300$ mm) verwendet, aus denen über die gesamte Länge ein Bohrkern ($\varnothing = 100$ mm) entnommen wurde. Durch Zugabe von inerten Partikeln zu einer betonangreifenden Prüflüssigkeit wurde der Extremfall simuliert, d.h. ein chemischer Angriff in Kombination mit einem abrasiven Angriff. In der Apparatur konnten jeweils zwei Prüfkörper parallel untersucht werden.

Da während des laufenden Versuchs keine Möglichkeit bestand, die Säurekonzentration zu steuern, wurden die Versuche ausschließlich mit gepufferter Essigsäure durchgeführt. Die Essigsäure wurde wie zuvor mit Ammoniumacetat auf einen pH-Wert von 3,5 gepuffert. Der pH-Wert wurde während der Versuche viermal pro Tag kontrolliert. Nach rd. 6000 bis 8000 Umdrehungen wurde die Säure erneuert (etwa zweimal pro Tag). Durch die abschließende Untersuchung des Verschleißverhaltens konnte der durch die vorangegangenen Untersuchungen (s. Abschnitt 7) nachgewiesene erhöhte Säurewiderstand der untersuchten Betone bestätigt werden.

9 Dauerhaftigkeitsprognose bei langjähriger Beanspruchung

9.1 Allgemeines

Anhand der Versuchsergebnisse aus den Laborversuchen lässt sich für verschieden zusammengesetzte Betone der Säurewiderstand quantitativ bestimmen, indem die Abtragstiefen in Abhängigkeit von der Einwirkungsdauer der Säure prognostiziert werden.

Ziel dieser Prognose ist es u.a. qualitativ die im Merkblatt ATV-M 168 [8] festgelegten Grenzwerte zu überprüfen. Dabei sind zwei Fälle zu betrachten:

clearly not able to diffuse within the contact zone around the aggregate. This means that the chosen concrete composition had significantly improved both the impermeability of the matrix and the porosity of the contact zone. Even porous aggregates exhibited no damage to their "reverse sides". Inert aggregates in concrete systems with contact zones in which the material transport takes place more slowly than in the rest of the hardened cement paste matrix therefore fulfil a screening function against the attacking medium and in this way reduce the damaging reaction front.

This can be summarized by stating that the increased acid resistance of the concretes investigated is essentially attributable to the formation of a very dense hardened cement paste matrix with contact zones with the aggregate which have very low porosities.

8 Continuous chemical and mechanical attack

Further investigations were carried out with the optimized concrete compositions with respect to their durability under simultaneous and continuous chemical and mechanical attack in a test apparatus modified at the Research Institute to simulate the conditions in a sewer (abrasion, cleaning, etc.).

Figure 6 shows the test apparatus for simulating sewer conditions with abrasive attack. The test pieces were concrete cylinders (dia. = 150 mm, $h = 300$ mm) from which drill cores (dia. = 100 mm) had been taken over the entire length. The extreme case, i.e. chemical attack combined with abrasive attack, was simulated by adding inert particles to a test liquid which attacks concrete. Two test pieces could be investigated simultaneously in the apparatus.

It was not possible to adjust the acid concentration while the test was in progress so the tests were all carried out with buffered acetic acid. The acetic acid was buffered beforehand with ammonium acetate to a pH value of 3.5. The pH was checked four times per day during the trials. After about 6000 to 8000 revolutions the acid was renewed (about twice per day). Subsequent examination of the wear behaviour confirmed that the concretes examined had increased acid resistance as demonstrated by the previous investigations (see Section 7).

9 Durability prediction for attack over many years

9.1 General

The test results from the laboratory trials can be used to determine the acid resistance quantitatively for concretes of varying composi-



Bild 6: Prüfapparatur zur Simulation der Kanalbedingungen mit abrasiver Beanspruchung

Figure 6: Test apparatus for simulating the conditions of abrasive wear inside a sewer

Fall A: Normaler Beton

Fall B: Hochleistungsbeton

Gleichzeitig muss darauf hingewiesen werden, dass die Prognosen hinsichtlich der Abtragstiefen einige Vereinfachungen beinhalten, die im Detail nicht nachgeprüft werden konnten. Hierzu zählt beispielsweise die Extrapolation der Messwertergebnisse (maximal 65-tägige Beanspruchung) auf einen Zeitraum von bis zu 100 Jahren. Die im Folgenden getroffenen Aussagen zur Dauerhaftigkeit können daher nur grobe Richtwerte sein, die noch durch Ergebnisse aus der Praxis überprüft werden müssen. Die Abtragstiefen wurden anhand der Ergebnisse der Laborversuche unter Dauerbeanspruchung prognostiziert und stellen die jeweils ungünstigsten Bedingungen des zu betrachtenden Falls dar.

Aufgrund der sich in der Praxis ändernden und langfristig nicht vorhersehbaren betrieblichen Bedingungen im Kanal können aus den Laborprüfwerten nur qualitative Einschätzungen für die Nutzungsdauer der Kanalbauteile abgeleitet werden.

9.2 Normaler Beton

Für die Anwendung von normalem Beton sind gemäß dem Merkblatt ATV-M 168 drei unterschiedliche Fälle zu betrachten:

- 1) Im Fall einer dauernden Beanspruchung durch anorganische und organische Säuren darf ein pH-Wert von 6,5 nicht unterschritten werden.
- 2) Im Fall einer zeitweiligen Beanspruchung (maximal ein Jahr pro zehn Jahre) durch anorganische Säuren darf ein pH-Wert von 5,5 nicht unterschritten werden; für organische Säuren liegt der untere Grenzwert bei pH = 6,0.
- 3) Im Fall einer kurzzeitigen Beanspruchung (maximal eine Stunde pro Woche) durch anorganische und organische Säuren darf ein pH-Wert von 4,0 nicht unterschritten werden.

Für die Punkte 1) bis 3) liegt gemäß ATV-M 168 ein ausreichender Betonwiderstand vor, wenn der Wassereindringtiefe (geprüft nach DIN 1048) < 3 cm ist. Bezüglich dieser Werte sind Rohrbetone in der Regel deutlich günstiger.

Die Laborversuche haben die praktischen Erfahrungen bestätigt, dass bei normalem Beton bei einer dauernden Beanspruchung von $\text{pH} \geq 6,5$ praktisch kein Abtrag auftritt. Das bedeutet, dass die Maßgaben im ATV-M 168 [8], die einen langfristigen Bestand bei entsprechender Beanspruchung sicherstellen sollen, zutreffend sind.

Für die Sonderfälle einer zeitweiligen bzw. einer kurzzeitigen Beanspruchung konnte im Rahmen der Prognose einer 100-jährigen Beanspruchung gezeigt werden, dass bei normalem Beton durch die

tion by predicting the depth of erosion as a function of the duration of the acid attack.

The aim of this prediction is, among other things, to carry out a qualitative check on the limit values defined in the Code of Practice ATV-M 168 [8]. Two cases have to be considered:

Case A: Normal concrete

Case B: High-performance concrete

At the same time, it must be pointed out that the predictions with respect to the depth of erosion contain some simplifications which cannot be tested in detail. This includes, for example, the extrapolation of the measured results (maximum 65-day attack) to a period of up to 100 years. The statements made below on durability can therefore only be approximate guide values which still have to be checked by practical results. The depth of erosion was predicted with the aid of the results from the laboratory trials under continuous attack and in each case represents the most unfavourable conditions for the case under consideration.

The operational conditions in a sewer change in practice and cannot be predicted in the long term, so only qualitative estimates for the service life of the sewer components can be deduced from the laboratory test values.

9.2 Normal concrete

According to the Code of Practice ATV-M 168 three different cases have to be considered when using normal concrete:

- 1) In the case of continuous attack by inorganic and organic acids the pH must not fall below a value of 6.5.
- 2) In the case of intermittent attack (maximum one year per ten years) by inorganic acids the pH must not fall below 5.5; for organic acids the lower limit lies at pH = 6.0.
- 3) In the case of short-term attack (maximum one hour per week) by inorganic and organic acids the pH must not fall below 4.0.

According to ATV-M 168 there is adequate concrete resistance for Points 1) to 3) if the water/cement ratio is less than 0.50 and the water penetration depth (tested in accordance with DIN 1048) is less than 3 cm. As a rule the values for pipe concretes are significantly better than these values.

The laboratory trials have confirmed the practical experience that with normal concrete practically no erosion takes place during continuous attack at $\text{pH} \geq 6.5$. This means that the terms in ATV-M 168 [8], which are intended to ensure long-term resistance during a corresponding attack, are correct.

For the special cases of intermittent or short-term attacks it was possible within the framework of the prediction of a 100-year attack to show that the durability of normal concrete is ensured by the time restrictions for these attacks given in ATV-M 168.

9.3 High-performance concrete

In accordance with the Code of Practice ATV-M 168 the following case has to be considered for the application of high-performance concrete:

Particular concrete technology requirements have to be fulfilled where there is increased continuous chemical attack of the concrete by inorganic and organic acids down to a minimum pH of 4.5. Adequate concrete resistance is achieved if a high-performance concrete of the strength class C75/85 (or higher) is used together with at least 5 wt.-% of highly reactive pozzolanic fineness relative to the content of cement plus concrete addition and/or special cements of appropriate composition. The water/cement ratio must be less than 0.45 and the depth of watered penetration (tested in accordance with DIN 1048) must be less than 2 cm.

It can be seen from Figure 7 that under laboratory conditions an erosion depth of about 20 mm is to be expected for continuous attack by an acid with a pH above 4.5. Erosion depths of about 80 mm would be predicted for the reference concrete investigated with this type of acid attack. This shows that the concrete technology measures taken can significantly increase the durability of the concretes investigated when compared with normal concrete.

10 Practical recommendations

As a result of the investigations the test methods developed can be used to assess the acid resistance of concretes, and the under-

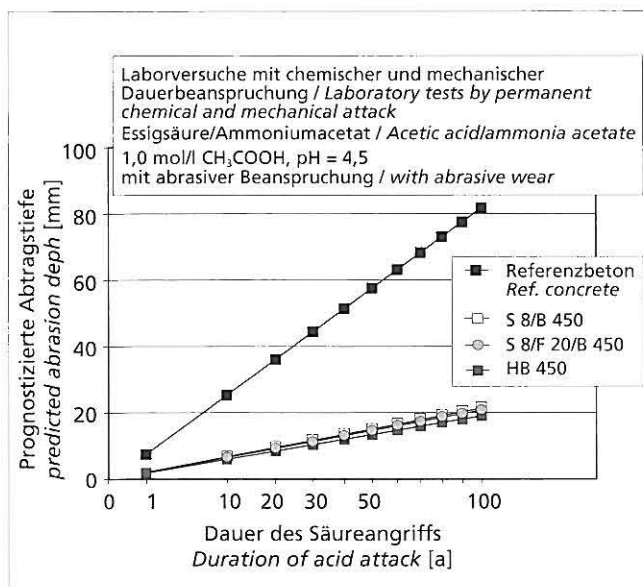


Bild 7: Prognostizierte Abtragstiefen für normalen und Hochleistungsbeton unter chemischer und mechanischer Dauerbeanspruchung

Figure 7: Predicted abrasion depth of normal and high performance concrete caused by permanent chemical and mechanical attack

in ATV-M 168 getroffenen zeitlichen Beschränkungen dieser Beanspruchungen, die Dauerhaftigkeit des Betons gewährleistet ist.

9.3 Hochleistungsbeton

Für die Anwendung von Hochleistungsbeton ist gemäß dem Merkblatt ATV-M 168 folgender Fall zu betrachten:

Bei erhöhter chemischer dauernder Beanspruchung des Betons durch anorganische und organische Säure bis zu einem unteren pH-Wert von 4,5 sind besondere betontechnische Anforderungen zu erfüllen. Ein ausreichender Betonwiderstand liegt vor, wenn ein Hochleistungsbeton der Festigkeitsklasse C75/85 (oder höher) unter Verwendung von hochreaktiven puzzolanischen Feinstoffen mit mindestens 5 M.-% des Zement- plus Betonzusatzstoffgehalts und/oder entsprechend zusammengesetzten Sonderzementen eingesetzt wird. Der Wasserzementwert muss $< 0,45$ und die Wassereindringtiefe (geprüft nach DIN 1048) < 2 cm sein.

Aus Bild 7 geht hervor, dass unter Laborbedingungen bei einer dauernden Beanspruchung durch eine Säure mit einem pH-Wert von über 4,5 mit einer Abtragstiefe von etwa 20 mm zu rechnen ist. Für den untersuchten Referenzbeton würden bei einem derartigen Säureangriff Abtragstiefen von etwa 80 mm prognostiziert werden. Das zeigt, dass durch die getroffenen betontechnischen Maßnahmen die Dauerhaftigkeit der untersuchten Betone gegenüber dem normalen Beton deutlich gesteigert werden konnte.

10 Empfehlungen für die Praxis

Die Untersuchungen haben dazu geführt, dass mit dem entwickelten Prüfverfahren Betone hinsichtlich ihres Säurewiderstands beurteilt werden können und dass die Erkenntnisse über die Schädigungsprozesse erweitert wurden. Aufgrund der Prüfergebnisse können folgende Empfehlungen für die Praxis vor allem für den Bereich der Abwasserrohre aus Beton abgeleitet werden:

Eine deutliche Verbesserung des Säurewiderstands ist durch den gezielten Einsatz von Feinstoffen möglich. Die wesentliche Ursache für den erhöhten Säurewiderstand der untersuchten Betone ist auf die Ausbildung einer sehr dichten Zementsteinmatrix mit Kontaktzonen zur Gesteinskörnung, die sehr niedrige Porositäten aufweisen, zurückzuführen. Die Transportprozesse weisen sowohl für den Bereich der Zementsteinmatrix als auch der Kontaktzonen etwa gleich geringe Reaktionsgeschwindigkeiten auf.

Empfehlenswert ist beispielsweise der Einsatz von Hochofenzementen CEM III/B. Bei Verwendung von CEM I-Zementen kann der Säurewiderstand des Betons durch den Einsatz von Mikrosilica bis zu 8 M.-% bezogen auf den Zementgehalt erhöht werden. Hierbei sind Kombinationen mit Steinkohlenflugasche möglich.

Danksagung

Das Forschungsvorhaben wurde von der Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen „Otto von Guericke“ e.V. (AiF) aus Mitteln des Bundesministers für Wirtschaft gefördert (AiF-Nr. 11705 N).

Literatur / Literature

- [1] Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA): Leitlinien zur Durchführung von Kostenvergleichsrechnungen. Länderarbeitsgemeinschaft Wasser, Berlin, 1998
- [2] Sawatzki, J.: Schadensverteilung an Steinzeug- und Betonrohren in TV-untersuchten Abwasserkanälen – Teil 1. Korrespondenz Abwasser 42 (1995), Nr. 3, S. 422–424 – Teil 2. Korrespondenz Abwasser 43 (1996), Nr. 3, S. 363–367
- [3] Locher, F. W., Sprung, S.: Die Beständigkeit von Beton gegenüber kalklösender Kohlensäure. Beton 25 (1975), H. 7, S. 241–245
- [4] Locher, F. W., Rechenberg, W., Sprung, S.: Beton nach 20jähriger Einwirkung von kalklösender Kohlensäure. Beton 34 (1984), H. 5, S. 193–198
- [5] Grube, H., Rechenberg, W.: Betonabtrag durch chemisch angreifende saure Wasser. Beton 37 (1987), H. 11, S. 446–451, H. 12, S. 495–498
- [6] Abwassertechnische Vereinigung e.V. (ATV): Arbeitsblatt ATV-M 115: Einleiten von nicht häuslichem Abwasser in eine öffentliche Abwasseranlage. Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e.V. (GFA), Oktober 1994
- [7] Grube, H., Neck, U.: Beton widerstandsfähig gegen chemische Angriffe. Betonwerk + Fertigteil-Technik 62 (1996), H. 1, S. 122–130
- [8] Abwassertechnische Vereinigung e.V. (ATV): Merkblatt ATV-M 168: Korrosion von Abwasseranlagen – Abwasserableitung. Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e.V. (GFA), Juli 1998
- [9] Grün, R., Obenauer K.: Einwirkung von Kohlensäure auf Zementmörtel und Beton. Zement 33 (1944), Nr. 1, S. 10–12

standing of the damage processes has been extended. The following practical recommendations, especially for the area of concrete sewer pipes, can be deduced from the test results

A significant improvement in acid resistance can be achieved by carefully controlled use of ultrafines. The main reason for the increased acid resistance of the concretes investigated was the formation of a very dense hardened cement paste matrix with contact zones with the aggregate which have very low porosities. The transport processes exhibited approximately equally low reaction rates for the area of the hardened cement paste matrix and for the contact zones.

The use of CEM III/B blastfurnace slag cements is recommended. When CEM I cements are used the acid resistance of the concrete can be increased by using up to 8 wt.-% microsilica relative to the cement content. In this instance it is possible to use combinations with fly ash.

Acknowledgement

The research project was supported by the “Otto von Guericke” AiF (Federation of Industrial Research Associations) with funds provided by the Federal Ministry for Economic Affairs (AiF No. 11705 N).

- [10] Friede, H., Schubert, P., Lühr, H. P.: Angriff kalklösender Kohlensäure auf Beton. Beton 29 (1979), H. 7, S. 250–253
- [11] Neck, U., Spanka, G.: Dichtigkeit von Rohr beton gegenüber CKW-Durchtritt. Beton 42 (1992), H. 10, S. 562–567
- [12] Paschmann, H., Grube, H.: Einfluß mineralischer und organischer Zusatzstoffe auf die Dichtigkeit gegenüber organischen Flüssigkeiten und auf weitere Eigenschaften des Betons. Beton 44 (1994), H. 1, S. 24–29, H. 2, S. 86–91
- [13] Nischer, P.: Hochleistungsbeton – Verbesserung besonderer Eigenschaften. Betonwerk + Fertigteil-Technik 61 (1995), H. 1, S. 76–84
- [14] Nischer, P.: Rohre und Schachtunterteile aus Hochleistungsbeton. Betonwerk + Fertigteil-Technik 61 (1995), Nr. 12, S. 103–119
- [15] Dörner, H. W.: Widerstand von Beton sehr geringer Porosität gegenüber einem sehr starken chemischen Angriff. DFG-Forschungsbericht vom 23. 12. 1999, 29 Seiten
- [16] Hillemeier, B.: Sauer macht listig – wie man Beton für den Umweltschutz auf Hochleistung trimmt. Neuzzeitliche Werkstoffkonzepte für innovative Bauwerke – Visionen und Wirklichkeit (Festschrift Prof. Gröbl), Darmstadt: Freunde des Instituts für Massivbau, 2001 – Darmstädter Massivbau-Seminar 23
- [17] Hüttel, R., Hillemeier, B.: Hochleistungsbeton – Beispiel Säureresistenz. Betonwerk und Fertigteil-Technik 66 (2000), S. 52–60
- [18] Hohberg, I., Müller, C., Schießl, P., Volland, G.: Umweltverträglichkeit zementgebundener Baustoffe. Berlin: Beuth. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 458, 1996

Technische Grundsätze bei der Instandsetzung von Trinkwasserbehältern aus Beton

Basic technical principles for repairing concrete drinking water supply tanks

Übersicht

In den letzten 20 bis 30 Jahren wurden in Deutschland und in einigen Nachbarländern Dünnschichtmörtel in Trinkwasserbehältern verwendet, die nicht ausreichend dauerhaft waren. Die meist weißen, anfangs sehr ästhetisch wirkenden Mörtelflächen erweichten schon nach ein bis zwei Jahren flächig oder fleckig. Die aufgeweichten Bereiche waren in der Regel oberflächlich braun verfärbt. Da diese Korrosionserscheinungen die Eignung zementgebundener Baustoffe für den Trinkwasserbereich in Frage stellten, wurden deren Ursachen im Forschungsinstitut der Zementindustrie in Düsseldorf untersucht und geklärt. Daraus hergeleitete Anforderungen des DVGW werden dafür sorgen, dass alle zementgebundenen Auskleidungsmörtel im Trinkwasserbereich zukünftig nicht nur hygienisch einwandfrei, sondern auch dauerhaft sein werden.

Abstract

During the last 20 to 30 years thin layer mortar of inadequate durability has been used in drinking water tanks in Germany and some neighbouring countries. The mortar surfaces, which were usually white and were initially very aesthetically pleasing, became soft in spots or in whole areas after only one to two years. As a rule the surfaces of the weakened areas were brown. These corrosion phenomena call into question the suitability of cement-bonded building materials for the drinking water sector so the causes were investigated and clarified at the Research Institute of the Cement Industry in Düsseldorf. The DVGW (German Gas and Water Association) specifications derived from this will ensure that all cement-bonded facing mortar in the drinking water sector will in future be not only hygienically unobjectionable but also durable.

1 Ausgangslage

Trinkwasser ist ein unersetzliches Lebensmittel. Die Voraussetzung für die Entwicklung menschlicher Siedlungsformen ist daher immer eine intakte Trinkwasserversorgung gewesen. Hydraulisch gebundene Baustoffe haben ihre Leistungsfähigkeit im Bereich der Trinkwasserversorgung seit Jahrhunderten bewiesen [1, 2]. Ausdruck findet diese hohe Leistungsfähigkeit in den verschiedenen, bis heute noch in gutem Zustand erhaltenen, römischen Aquädukten aus Kalk mit hydraulischen Bestandteilen. Bis heute besteht ein großer Teil der wasserberührten Flächen in den Anlagen zur Trinkwasserversorgung aus zementgebundenen Baustoffen, wie z.B. Zementmörtelauskleidungen in Druckrohren aus Guss und Stahl, beschichtete und unbeschichtete Trinkwasserbehälter aus Beton.

Damit die Qualität sowohl des Trinkwassers und als auch der Bauteile sichergestellt wird, müssen die wasserberührten Oberflächen in Trinkwasserbehältern hygienische und technische Anforderungen erfüllen. Während die hygienischen Anforderungen in Deutschland in den DVGW-Arbeitsblätter W 347 [3] und W 270 [4] allgemein geregelt sind, wurden wichtige technische Anforderungen an die wasserberührten Oberflächen bisher nur an Betonoberflächen gestellt (siehe DVGW Arbeitsblatt W 311 [5] und Merkblatt W 312 [6]). So wird eine ausreichende Dauerhaftigkeit des Betons durch die Begrenzung des Wasserzementwerts auf $w/z = 0,55$ (zukünftig $w/z = 0,50$) erreicht. Mit den gestellten Anforderungen darf für unbeschichtete Betonoberflächen eine instandsetzungsfreie Nutzungsdauer von über 50 Jahren erfahrungsgemäß erwartet werden, wenn das Trinkwasser, das mit der Betonoberfläche im ständigen Kontakt steht, der Qualitätsvorschrift der Trinkwasserverordnung [7] entspricht.

Sollten die Oberflächen während vieler Betriebsjahre zunehmend rau und weniger reinigungsfreundlich geworden sein, so lässt sich der gewünschte Soll-Zustand durch eine Zementmörtelauskleidung wiederherstellen. Von dieser wird wiederum eine jahrzehntelange, instandsetzungsfreie Gebrauchsfähigkeit erwartet.

1 Initial situation

Drinking water is an essential foodstuff. An intact drinking water supply has therefore always been the basic requirement for the development of a human settlement. Hydraulically-bonded building materials have proved their effectiveness in the drinking water supply sector for centuries [1, 2]. This excellent effectiveness can be seen in the various Roman aqueducts made of lime with hydraulic constituents which even now are in good condition. So far most of the surfaces in contact with water in the plants for drinking water supply have consisted of cement-bonded building materials such as cement mortar linings in pressure pipes made of cast iron and steel, and coated and uncoated drinking water reservoirs made of concrete.

To ensure the quality of the drinking water as well as of the components the surfaces in contact with the water in the drinking water reservoirs must fulfil certain hygienic and technical requirements. In Germany the general rules for the hygienic requirements are laid down in the DVGW (German Gas and Water Association) Worksheets W 347 [3] and W 270 [4] while important technical requirements for the surfaces in contact with water have so far only been set for concrete surfaces (see DVGW Worksheet W 311 [5] and the Code of Practice W 312 [6]). Adequate durability of the concrete, for example, is achieved by limiting the water/cement ratio to $w/c = 0,55$ (in future $w/c = 0,50$). Experience shows that if the requirements are met then a maintenance-free service life of over 50 years can be expected for uncoated concrete surfaces provided that the drinking water in constant contact with the concrete surfaces complies with the quality regulations of the Drinking Water Regulations [7].

If, after many years in operation, the surfaces should become increasingly rough and less easy to clean then the desired condition can be re-established by a cement mortar facing. This in turn should give decades of maintenance-free serviceability. The DVGW Worksheets W 311 [5] and W 312 [6] contain provisions for surface repairs with cement-bonded mortars which can

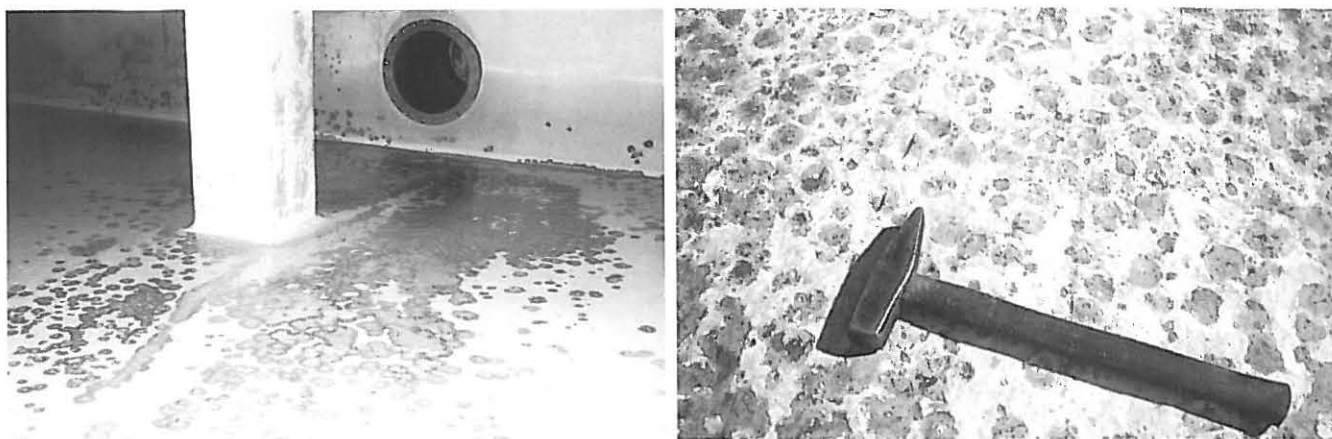


Bild 1: Fleckenförmig korrodierte Mörteloberflächen in zwei Trinkwasserbehältern. Die Beschichtung rechts ist nach rd. 10 Jahren fast vollständig weggelöst.

Figure 1: Brown-spot-corrosion on mortar coatings in two drinking water reservoirs. The coating shown on the right has been almost completely destroyed after about 10 years.

In den DVGW-Arbeitsblättern W 311 [5] und W 312 [6] sind Oberflächeninstandsetzungen mit zementgebundenen Mörteln, die gespachtelt, geputzt oder gespritzt werden können, vorgesehen. Vergleichbare Qualitätsanforderungen wie für Beton fehlten allerdings bislang für Mörtel. Solange klassische Zementmörtel in bewährter Weise aufgetragen wurden, ergaben sich daraus keine Nachteile. Mit der zunehmenden Verwendung von kunststoffmodifizierten Mörteln änderte sich dies allerdings. So werden seit rd. 30 Jahren die wasserberührten Oberflächen von Trinkwasserbehältern auch mit Mörteln beschichtet, die im DVGW Arbeitsblatt W 311 [5] als „kunststoffhaltige Spezialputze auf Zementbasis“ bezeichnet werden. Diese meist weiß ausgeführten Mörtel werden in geringer Dicke (≤ 3 mm) mit weicher fließfähiger Konsistenz im Nassspritzverfahren aufgebracht. Die Förderung erfolgt mit einer Schneckenpumpe im Dichtstrom. An der Düse wird der Mörtel dann mit Treibluft aufgerissen und tröpfchenförmig über die Wand gesprüht.

An diesen speziellen Beschichtungsmaterialien wurden seit 1975 immer wieder auffällige Korrosionsformen beobachtet [8]: Ausgehend von kleinen, rd. 1 mm bis 2 mm großen Vertiefungen in der Beschichtung bilden sich zunehmend breiter werdende, kreisförmige braune Flecken. Die Beschichtung ist in diesen verfärbten Bereichen soweit aufgeweicht, dass sie leicht mit der Hand abgekratzt werden kann. Neben dieser besonders auffälligen Korrosionserscheinung erweichten einige dieser Beschichtungen auch großflächig (Bild 1).

Obwohl nur eine ganz bestimmte Gruppe von Instandsetzungsmörteln von den Schäden betroffen war, hat diese spezielle Korrosionsform zu einer starken Verunsicherung der Wasserversorgungsunternehmen in Bezug auf zementgebundene Baustoffe geführt. Im Forschungsinstitut der Zementindustrie (FIZ), Düsseldorf, wurden in einem Forschungsvorhaben mit finanzieller Förderung durch die Deutsche Vereinigung des Gas- und Wasserfaches (DVGW) die Ursachen für den mangelhaften Hydrolysewiderstand dieser Mörtelgruppe untersucht und festgestellt. Aus den Ergebnissen des Projekts sollten:

- alle Einflussgrößen, die für eine mangelhafte Dauerhaftigkeit mitverantwortlich sein können (Art des Betonuntergrunds, Applikationstechnik) ermittelt werden und
- technische Anforderungen an die Planung und Ausführung abgeleitet werden, bei deren Erfüllung eine ausreichende Dauerhaftigkeit zu erwarten ist.

2 Stand der Erkenntnisse

2.1 Korrosion von Zementstein in Wasser

Feststoffe sind Umwandlungs- und Lösungsprozessen durch Reaktionen mit ihrer Umwelt unterworfen. Handelt es sich bei diesen Prozessen um zerstörende Reaktionen, spricht man allgemein von Korrosion. Die Anwesenheit von Wasser ist für chemische

be stopped, plastered or sprayed. However, there have not yet been any quality requirements for mortar comparable with those for concrete. Provided classical cement mortar was applied in a proven manner then there were no adverse effects. However, this situation changed with the increasing use of synthetically modified mortars. For example, for about 30 years the surfaces of drinking water reservoirs in contact with water have also been coated with mortars that are designated in the DVGW worksheet W 311 [5] as “cement-based special plasters containing synthetic materials”. These usually white mortars are applied in small thicknesses (≤ 3 mm) with soft flowable consistency using the wet-spray process. Dense-phase transport with a screw pump is used. The mortar is broken up at the nozzle by the motive air and sprayed over the wall in the form of droplets.

Conspicuous forms of corrosion have been observed repeatedly with these special coating materials since 1975 [8]. Circular brown spots, which start from small depressions about 1 mm to 2 mm in size in the coating, are formed and become increasingly large. The coating is softened in these discoloured regions to such an extent that it can be scraped away easily by hand. In addition to this particularly conspicuous form of corrosion some of these coatings have also become softened over large areas (Figure 1).

Although only one very specific group of repair mortars was affected by the damage this particular form of corrosion has led to a considerable feeling of insecurity among the water supply companies with respect to cement-bonded building materials. The causes of the defective hydrolysis resistance of this group of mortars was investigated and established at the FIZ (Research Institute of the Cement Industry), Düsseldorf, in a research project supported financially by the DVGW. The project was intended to:

- determine all the influencing variables that could be responsible for the defective durability (type of concrete base, application technology), and
- derive technical requirements for the design and execution which, when fulfilled, should be expected to produce adequate durability.

2 Current state of knowledge

2.1 Corrosion of hardened cement paste in water

Solids are subject to transformation and dissolving processes through reactions with their surroundings. If these processes involve destructive reactions then they are generally referred to as corrosion. The presence of water is often a basic requirement for chemical corrosion processes. If the aggregates used in the mortar or cement are strong, impermeable and, above all, insoluble and inert, then the durability of cement-bonded building materials depends predominantly on the properties of the hardened cement paste. This is a porous, inorganic, solid that under normal conditions contains a highly concentrated pore solution in equilib-

Korrosionsprozesse häufig eine Voraussetzung. Wenn die im Mörtel oder Beton verwendeten Gesteinskörnungen fest, dicht und vor allem unlöslich und inert sind, hängt die Dauerhaftigkeit zementgebundener Baustoffe überwiegend von den Eigenschaften des Zementsteins ab. Bei diesem handelt es sich um einen porösen anorganischen Feststoff, der unter normalen Bedingungen eine hochkonzentrierte Porenlösung enthält, die mit den einzelnen Mineralphasen des Zementsteins im Gleichgewicht steht [9, 10].

Der in der Porenlösung im Wesentlichen auf die Hydroxide des Natriums, Kaliums und Calciums zurückzuführende hohe pH-Wert (pH 12 bis 14) ist eine thermodynamische Voraussetzung für die Stabilität der Zementsteinphasen [9]. Unter thermodynamischen Gesichtspunkten ist Zementstein in reinem Wasser nicht beständig, da zwischen seiner hochkonzentrierten Porenlösung und dem Wasser ein Konzentrationsgradient besteht, der zu einer Ionendiffusion (Auslaugung) in das anstehende Wasser führt. Als unmittelbare Folge dieser Konzentrationserniedrigung folgt die Lösung der Zementsteinphasen. Dieser Prozess, bei dem calciumhaltige, silikatische, aluminatische und/oder ferritische Feststoffphasen durch Wasserstoffionen des dissoziierten Wassers in ihre basischen und sauren Bestandteile zerlegt werden, wird als hydrolytische Korrosion bezeichnet.

2.2 Korrosionshemmende Reaktionen

2.2.1 Inkongruente Korrosion

Die Tatsache, dass massive Bauteile aus zementgebundenen Baustoffen dennoch in Kontakt mit natürlichem Wasser dauerhaft sind, ist zum einen auf die inkongruente Korrosion der Zementsteinphasen zurückzuführen. Diese mindert die Korrosionsgeschwindigkeit sehr stark. Inkongruent bedeutet in diesem Zusammenhang, dass nicht alle durch die Korrosionsreaktion freigesetzten Komponenten gut löslich und mobil sind. So führt die Korrosion der silikatischen, aluminatischen und/oder ferritischen Zementsteinphasen zur Freisetzung und Lösung der alkalischen Anteile (Calcium- und Hydroxidionen), während die sauren Anteile des Siliziums, Aluminiums und Eisens als schwerlösliche, amorphe und wasserhaltige Hydroxidgels im Wesentlichen auf der Mineral- bzw. Bauteiloberfläche zurückbleiben. Durch chemische Kondensationsvorgänge werden diese Gele im Laufe der Zeit noch stabilisiert [11].

Diese inkongruente Korrosion vermindert, wie folgend erläutert wird, die Korrosionsgeschwindigkeit: In Bild 2 ist schematisch das Konzentrationsprofil eines inkongruenten Lösungsprozesses zum Zeitpunkt t ($t \neq 0$) für eine aus den Komponenten A (mobil) und B (immobil) aufgebauten Matrix AB dargestellt. Aus dem Feststoff wird oberflächlich die leichtlösliche und mobile Komponente A herausgelöst, sodass der Feststoff von der Oberfläche aus an A verarmt. Mit fortschreitender Korrosion muss die Komponente A einen Bereich durchwandern, der mit der nicht löslichen Komponente B angereichert ist. Die Korrosionskinetik, die zu Beginn des Prozesses eine Funktion der Lösungsgeschwindigkeit der Komponente A ist, wird zunehmend durch den langsameren Diffusionsprozess bestimmt. Bei einem solchen diffusionskontrollierten Prozess verläuft der Lösungsfortschritt nur ungefähr proportional zur Wurzel aus der Zeit. Demzufolge verlangsamt sich der Prozess also mit der Zeit zunehmend.

2.2.2 Carbonatschicht-Bildung

Außer der inkongruenten Korrosion hemmt noch eine weitere Reaktion die Zementsteinkorrosion. Sobald Wasser mit einem zementgebundenen Baustoff in Kontakt tritt, wird der pH-Wert des anstehenden Wassers durch OH^- -Ionen aus der Porenlösung an der Baustoffoberfläche in einen alkalischen, calciumcarbonatabscheidenden Bereich verschoben. Infolge dieser Verschiebung bildet sich spontan eine geschlossene, fest sitzende und die Hydrolyse hemmende Calciumcarbonatschicht (Bild 3). Im Trinkwasser, das anforderungsgemäß im Kalk-Kohlensäure-Gleichgewicht steht [7, 13, 14], stellt diese Carbonatschicht für den Mörtel oder Beton einen Langzeitkorrosionsschutz dar.

In Wasser mit nennenswerten Gehalten an kalkangreifender Kohlensäure ist das gefällte, in normalem Wasser schwer lösliche Calciumcarbonat (bei 20 °C lösen sich 1,4 mg/l) jedoch nicht mehr langfristig stabil und reagiert mit weiterer Kohlensäure zum

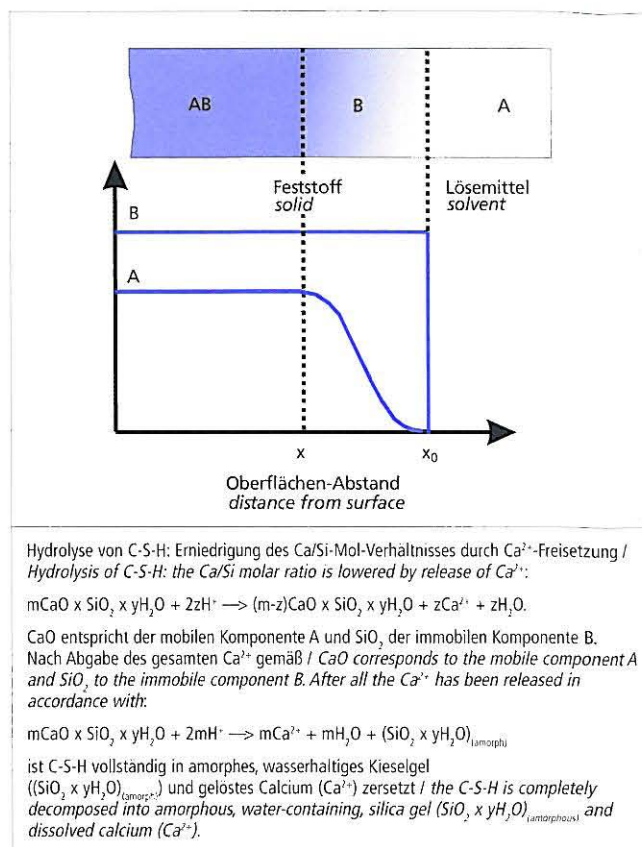


Bild 2: Schematische Darstellung der inkongruenten Korrosion (oben, [12]) und chemische Umsetzung auf die Hydrolyse von C-S-H (unten)
Figure 2: Schematic diagram of incongruent corrosion (above, [12]). Chemical hydrolysis of C-S-H (below)

rium with the individual mineral phases of the hardened cement paste [9, 10].

The high pH (12 to 14) in the pore solution attributable essentially to the hydroxides of sodium, potassium and calcium is a thermodynamic precondition for the stability of the phases in the hardened cement paste [9]. From the thermodynamic point of view hardened cement paste is not stable in pure water because a concentration gradient exists between its highly concentrated pore solution and the water, which leads to ion diffusion (leaching) into the adjacent water. The hardened cement paste phases dissolve as a direct consequence of this reduction in concentration. This process, in which the solid phases containing calcium, silicate, aluminate and/or ferrite are decomposed into their basic and acid constituents by hydrogen ions from the dissociated water, is known as hydraulic corrosion.

2.2 Corrosion-inhibiting reactions

2.2.1 Incongruent corrosion

The fact that, in spite of this, massive components made of cement-bonded building materials are durable in contact with natural water is partly attributable to the incongruent corrosion of the hardened cement paste phases. This greatly reduces the rate of corrosion. Incongruent, in this situation, means that not all the components released by the corrosion reaction are readily soluble and mobile. The corrosion of the silicate, aluminate and/or ferrite hardened cement paste phases, for example, leads to release and dissolving of the alkaline constituents (calcium and hydroxide ions), while the acid constituents of the silicon, aluminium and iron essentially remain behind on the surfaces of the minerals or components as sparingly soluble amorphous hydroxide gels containing water. During the course of time these gels are stabilized further by chemical condensation processes [11].

As explained below, this incongruent corrosion reduces the rate of corrosion. The concentration profile of an incongruent dissolv-

leicht löslichen Calciumhydrogencarbonat (bei 20 °C lösen sich 1560 mg/l) [11]. Infolge der Lösung der Calciumcarbonatschicht und der durch die Kohlensäure zusätzlich verstärkten Hydrolyse erweicht die wasserseitige Oberfläche des Baustoffs. Als typische äußere Folge tritt in solchen Fällen ein Absanden und eine oberflächliche Verfärbung auf.

2.3 Mörtelkorrosion in Trinkwasserbehältern (Analyse und Dokumentation)

Im sensiblen Trinkwasserbereich gaben die unästhetischen Korrosionsformen der mangelhaften Dünnbeschichtungen zu zahlreichen Untersuchungen Anlass. Vor allem aus umfangreichen Studien der TU München [15, 16] und ersten Untersuchungen im FIZ [17, 18] an diesen Dünnbeschichtungen konnten die folgenden Erkenntnisse gewonnen werden:

- Die Mängel treten fast ausnahmslos bei so genannten „mineralischen Dünnbeschichtungen“ auf, und zwar sowohl bei Verwendung weißer als auch grauer Portlandzemente [16].
- Die Mängel entstehen häufig in Form brauner Punkte, die sich in Abhängigkeit von der Zeit vergrößern und bei entsprechender Häufigkeit ineinander übergehen (Bild 1). Auf sehr dichten Untergründen (z.B. Faserzementrohre als verlorene Schalung für Stützen) wurde ausschließlich eine flächige Erweichung und ein flächiger Abtrag der Beschichtung ohne braune Punkte festgestellt. Gleiches gilt für beschichtete Probeplatten aus Beton, die in Behältern gelagert wurden [15, 16].
- Die fleckenförmige Korrosion scheint mit der Höhe des Wasserdrucks zusammenzuhängen, da die Flecken nur auf dem Boden sowie im Bereich der unteren 1 m bis 2 m der Wände und Stützen auftraten [19, 20].
- Es wurden keine toxischen Bakterien lokalisiert [15, 16].
- Zwischen der Porosität des Untergrunds und der fleckigen Korrosionsform scheint ein Zusammenhang zu bestehen, da diese bevorzugt auf porösen Untergründen (Schalungsfugen, Estrichen, Arbeitsfugen usw.) auftraten [15, 16].
- Diese Korrosionsformen traten nie an den Oberflächen des Betonuntergrunds auf.

Erste chemische und mineralogische Untersuchungen an den mangelhaften Dünnschichtmörteln ergaben, dass diese Mörtel

- ein außerordentlich hohes Porenvolumen von bis zu 40 Vol.-% aufwiesen,
- durch eine geringe Festigkeit (Druckfestigkeit < 25 N/mm²) gekennzeichnet waren und
- im Wesentlichen aus Zement, Gesteinskörnung (Sand) und Zusätzen (insbesondere Stabilisatoren (ST), hydrophobierende Dichtungsmittel (DM), Weißpigmente) zusammengesetzt waren.
- Zudem wurde die Mörteloberfläche nach der Applikation der Mörtel häufig mit Wasserglas besprüht oder bestrichen.

Durch Untersuchungen [17] konnte tendenziell festgestellt werden, dass

- die fleckenhafte Erweichung/Verfärbung dieser Mörtel nur auftrat, wenn z.B. durch eine Wasserglasbehandlung die Oberflächenbereiche dichter waren als das übrige Dünnschichtmörtelgefüge,
- eine flächenhafte Erweichung/Verfärbung dieser Mörteloberflächen nur auftrat, wenn im Querschnitt keine Gefügedichteunterschiede vorlagen.

3 Durchgeführte Untersuchungen

Die Untersuchungen, über die hier berichtet wird, umfassten die Korrosionsanalyse und -dokumentation, die Sichtung der Literatur, verschiedene Behälterbesichtigungen mit Probennahmen sowie einen Vergleich der Eigenschaften mangelhafter Mörtel mit denen bewährter Mörtel.

Experimentell wurden Korrosionsabläufe an Mörteln und Betonen nachgestellt, die erfahrungsgemäß ausreichend dauerhaft sind, und an solchen, die die technischen Eigenschaften der mangelhaften Mörtel aufwiesen. Die Laboruntersuchungen wurden so angelegt, dass ein Zementstein mit einem äquivalenten Wasserzementwert von $(w/z)_{eq} \leq 0,50$ im Mörtel und Beton als

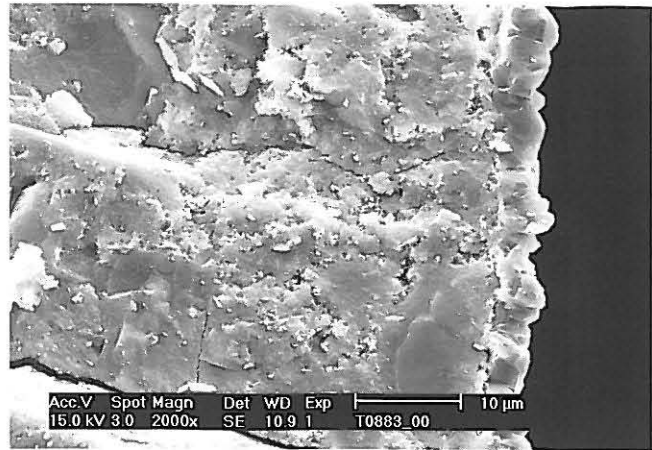


Bild 3: Rasterelektronenmikroskopische Querschnittaufnahme eines Zementmörtels (Probe a, $w/z = 0,40$), auf dem sich im Kontakt mit Trinkwasser eine Calciumcarbonatschicht gebildet hat.

Figure 3: Scanning electron photomicrograph of the cross-section of a cement mortar (sample a, $w/z = 0.40$) on which a layer of calcium carbonate has formed in contact with drinking water

ing process at time t ($t \neq 0$) is shown in Figure 2 for a matrix AB made up of the component A (mobile) and B (immobile). The readily soluble and mobile component A is dissolved from the surface of the solid so that the solid becomes depleted in A from the surface. With advancing corrosion the component A has to migrate through a region in which the insoluble component B is enriched. The corrosion kinetics, which, at the start of the process, are a function of the rate at which component A dissolves, are determined increasingly by the slower diffusion process. In such a diffusion-controlled process the dissolving only progresses approximately proportionally to the square root of the time, so the process slows down increasingly with time.

2.2.2 Formation of carbonate layer

Apart from the incongruous corrosion another reaction also inhibits corrosion of the hardened cement paste. As soon as water comes into contact with a cement-bonded building material the OH^- ions from the pore solution at the surface of the solid shift the pH of the adjacent water into an alkaline range in which calcium carbonate is precipitated. As a result of this change a closed, firmly attached, layer of calcium carbonate is formed spontaneously and inhibits the hydrolysis (Figure 3). In drinking water in which, in accordance with the specifications, there is equilibrium between lime and carbonic acid [7, 13, 14] this carbonate layer provides long-term corrosion protection for the mortar or concrete.

In water containing appreciable levels of lime-attacking carbonic acid the precipitated calcium carbonate, which is sparingly soluble in normal water (1.4 mg/l dissolves at 20 °C), is no longer stable in the long term and reacts with further carbonic acid to form readily soluble calcium hydrogen carbonate (1560 mg/l dissolves at 20 °C) [11]. The dissolving of the calcium carbonate layer and the additional increase in hydrolysis due to the carbonic acid means that the surface of the construction material in contact with the water is softened. The typical outward consequence in such cases is dusting and surface discoloration.

2.3 Mortar corrosion in drinking water reservoirs (analysis and documentation)

In the sensitive area of drinking water the unattractive forms of corrosion of the defective thin coatings have given rise to numerous investigations. The following findings were obtained, mainly from extensive studies by Munich Technical University [15, 16] and initial investigations at the FIZ [17, 18] on these thin coatings:

- The defects occur almost without exception with "thin mineral coatings", and in fact with white as well as with grey Portland cement [16].
- The defects frequently occur in the form of brown spots which expand with time and eventually merge with one another (Fig-

Vergleichsstandard gelten soll. Hierfür konnte aufgrund des Stands der Technik eine ausreichende Dauerhaftigkeit in Trinkwasserbehältern vorausgesetzt werden. Abweichende Eigenschaften der mangelhaften Mörtel von diesem „Standard“ dienten dazu, die Korrosionsursachen zu erklären. Aus den Ergebnissen wurden technische Anforderungen an dauerhafte Mörtel hergeleitet.

Zusätzlich wurden Mörtel, die die für notwendig erachteten Eigenschaften aufwiesen, unter Beachtung ausreichender Qualitätssicherungsmaßnahmen der Bauausführung bei Instandsetzungsarbeiten erprobt.

4 Versuchsprogramm

4.1 Allgemeines

Das Untersuchungsprogramm im Labor war in zwei Schwerpunkte gegliedert:

- a) Die Eigenschaften der im Rahmen des Forschungsprojekts hergestellten Mörtel und Betone wurden in Abhängigkeit von deren Zusammensetzung charakterisiert. Hierzu wurden neben Festigkeitsprüfungen vor allem Porositäts- und Dichtheitsprüfungen ausgewählt, da erfahrungsgemäß das oberste Ziel in Bezug auf einen hohen chemischen Widerstand zementgebundener Materialien die Herstellung eines dichten Baustoffs ist. Ziel dieser Untersuchungen waren zum einen die Überprüfung der Eignung verschiedener Prüfverfahren zur Beschreibung der Leistungsfähigkeit von zementgebundenen Mörteln und zum anderen die Erarbeitung eines umfangreichen Datensatzes, aus dem die Leistungsfähigkeit von Mörteln hervorgeht. Basierend auf diesem Datensatz wurden anschließend technische Anforderungen vorgeschlagen, bei deren Erfüllung die Dauerhaftigkeit von Beschichtungsmörteln sichergestellt werden kann.
- b) Die Dauerhaftigkeit der unterschiedlich zusammengesetzten Mörtel und Betone wurde direkt untersucht. Hierzu wurde der chemische Widerstand von Mörtelplättchen (50 mm x 50 mm x 4 mm) gegenüber unterschiedlich aggressivem Wasser als Gewichtsabnahme (-zunahme) ermittelt. In einem zweiten Schritt wurde in einer speziell konzipierten Simulations-Anlage, mit der die Verhältnisse in Trinkwasserbehältern nachgestellt werden können, den Ursachen für die unterschiedlichen Korrosionserscheinungen (fleckig und flächig) unter Verwendung mineralogischer und chemischer Untersuchungsmethoden nachgegangen.

Die durchgeführten Laboruntersuchungen sowie ausführliche Beschreibungen aller Versuche sind in [17, 20] enthalten. Hier werden nur die speziell für das Forschungsprojekt entwickelten Hydrolyseversuche näher erläutert.

4.2 Auslaugprüfungen mit und ohne Wasserdruckwechsel

Zur Erforschung des Auslaugverhaltens von Mörtel und Beton in Trinkwasserbehältern wurde im Labor eine Versuchsanlage konzipiert, mit der die in den Behältern vorherrschenden wechselnden hydrostatischen Drücke bei gleichbleibendem Angriff simuliert werden können. Die Simulationsanlage ist in Bild 4 dargestellt. Die hydrostatischen Druckänderungen, die in den Behältern aufgrund der verbrauchsabhängigen Wasserstandshöhen im Laufe eines Tages herrschen, wurden mit Hilfe von Druckluft simuliert. Mit einem Druckminderer sowie über ein gesteuertes Drei-Wege-Magnetventil (Bild 4, Nr. 5) wurden hierzu auf der Wasseroberfläche in der Wasserkammer der Hydrolysezellen definierte Druckwechselzyklen erzeugt.

Bei diesen Versuchen wurde demineralisiertes Wasser mit konstanter Temperatur ($T = 20^\circ\text{C}$) und mit einer Leitfähigkeit von $\approx 0\ \mu\text{S}/\text{cm}$ als Eluent verwendet. In mehreren stichprobeartigen Wasseranalysen wurde ionenchromatographisch sichergestellt, dass kein Calcium, Kalium und Natrium im Wasser nachweisbar war. Der bei diesen Untersuchungen bestimmte pH-Wert des demineralisierten Wassers lag zwischen 6 bis 6,1. Bei der Versuchsdurchführung wurde das Verhältnis der Oberfläche der Probe zum Volumen des Eluenten mit $\approx 1:10,5$ konstant gehalten. Innerhalb von 24 Stunden wurde die Probe zweimal mit einem Druck von 0,5 bar belastet (5 m Wassersäule) und zweimal bis zum Atmosphärendruck entlastet (0 m Wassersäule). Ein Druckzyklus dauerte demnach sechs Stunden. Das Wasser wurde alle 48 Stunden ge-

ure 1). Only surface softening and surface loss of the coating without brown spots was found with very impermeable base surfaces (e.g. fibre cement pipes used as permanent formwork for columns). The same applies to coated sample slabs made of concrete that were stored in the reservoirs [15, 16].

- The spots of corrosion appear to be related to the level of the water pressure as the spots occurred only on the base and in the bottom 1 m to 2 m of the walls and columns [19, 20].
- No toxic bacteria were located [15, 16].
- There seems to be a relationship between the porosity of the base and the spotted form of corrosion as these tended to occur on porous bases (gaps in formwork, screeds, construction expansion joints, etc.) [15, 16].
- These forms of corrosion never occurred on the surface of the concrete base.

Initial chemical and mineralogical investigations on the defective thin-layer mortars showed that these mortars

- had an exceptionally high pore volume of up to 40 vol.%,
- were characterized by low strength (compressive strength $< 25\ \text{N}/\text{mm}^2$), and
- were composed essentially of cement, aggregate (sand) and additives (especially stabilizers, water-repellent sealants, white pigments).
- In addition, the mortar surface had in many cases been sprayed or coated with water glass after application of the mortar.

Investigations established the following trends [17]:

- that the spotted softening /discoloration of this mortar occurred only if, for example, a water glass treatment had made the surface more impermeable than the rest of the thin-layer mortar microstructure,
- that softening/discoloration over whole areas of these mortar surfaces occurred only if there were no differences in impermeability of the microstructure over the cross-section.

3 Investigations carried out

The investigations that are reported here comprised analysis and documentation of the corrosion, literature searches, and inspection and sampling of different reservoirs, as well as comparison of the properties of defective mortar with those of proven mortar.

Mortars and concretes that experience had shown were adequately durable as well as those that exhibited the technical properties of the defective mortars were exposed experimentally to corrosion processes. The laboratory investigations were planned so that a hardened cement paste with an equivalent water/cement ratio of $(w/c)_{eq} \leq 0.50$ in the mortar and concrete was regarded as a reference standard. Based on the state of the art this could be assumed to give adequate durability in drinking water reservoirs. Properties of the defective mortars that deviated from this "standard" served to clarify the causes of corrosion. The results were used to derive technical requirements for durable mortar.

Mortars that exhibited the properties considered necessary were also tested with a view to achieving adequate quality assurance measures for the construction work during repairs.

4 Test programme

4.1 General

The investigative programme in the laboratory was divided into two sectors:

- a) The properties of the mortars and concretes produced during the research project were characterized in relation to their compositions. Porosity and impermeability tests were chosen for this purpose in addition to the strength tests as experience shows that the prime objective when achieving a high chemical resistance for cement-bonded materials is to produce an impermeable building material. The aims of these investigations were firstly to check the suitability of different test methods for describing the capabilities of cement-bonded mortars and secondly to compile an extensive data record that indicates the capabilities of mortars. This data record was then used as the basis for proposing technical requirements that, if fulfilled, can ensure the durability of facing mortars.

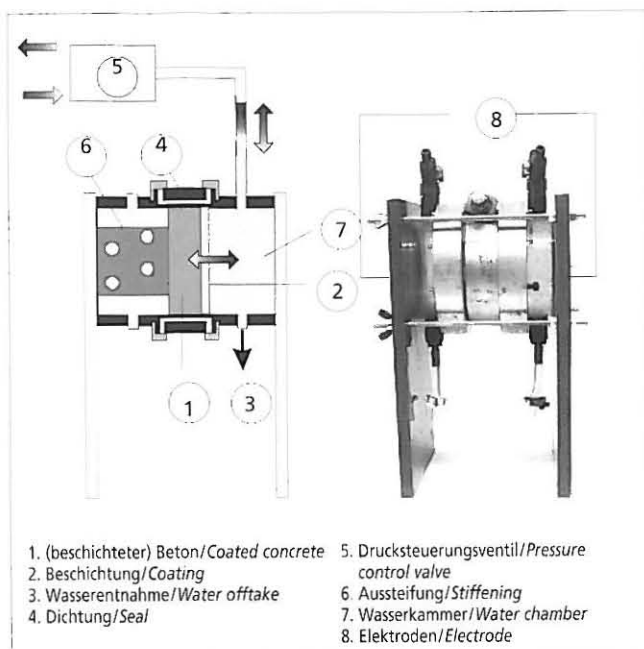


Bild 4: Aufbau zur Simulation der in Trinkwasserbehältern herrschenden Verhältnisse

Figure 4: Equipment for simulating the conditions in drinking water reservoirs

wechselt. Es wurde stets im druckentlasteten Zustand entnommen und anschließend analytisch auf den Anteil an Calcium untersucht. Außerdem wurde über einen Zeitraum von 2 400 h (100 d) die (flächen- und zeitabhängige) spezifische Leitfähigkeitszunahme des Wassers als wesentliche Kenngröße gemessen und der Gehalt an ausgelaugten OH⁻-Ionen über den pH-Wert ermittelt.

Da im Zusammenhang mit den fleckenförmigen Korrosionserscheinungen auch elektrische Felder diskutiert werden, wurde deren Einfluss auf das Korrosionsverhalten ebenfalls untersucht. Hierzu wurde ein elektrisches Feld zwischen den Endplatten (rostfreier Stahl) in der Simulationsanlage angelegt und es wurde an einigen beschichteten Betonproben untersucht, ob elektrische Felder für die fleckenförmige Korrosion der Beschichtungsmörtel verantwortlich gemacht werden können und ob die geringen Potentiale von 800 mV [21] die Auslaugung gravierend fördern.

4.3 Hydrolyseprüfung an Mörtelplättchen

Um den Einfluss der Zusammensetzung auf das Hydrolyseverhalten von Mörteln zu untersuchen, wurden je Mischung 16 Mörtelplättchen (50 mm x 50 mm x 4 mm) über ein Jahr lang in Wasser unterschiedlicher Aggressivität ausgelagert. Das durch die Plättchenform gewählte große Oberflächen/Volumen-Verhältnis von rd. 6:1 stellt eine hohe Angriffsfläche der Proben sicher. Die Mörtelplättchen wurden in einer Kunststoffform hergestellt, nach einem Tag ausgeschalt und bis zum siebten Tag in Folie konserviert. Vier Mörtelplättchen eines Mörteltyps wurden als Referenzproben im Normklima (20 °C und 65 % rel. Feuchte) gelagert. Jeweils vier Plättchen wurden

- in kohlensaures Wasser,
- in entmineralisiertes Wasser und
- in Trinkwasser des Leitungsnetzes der Stadt Düsseldorf

ausgelagert. Die für die Wasserlagerung verwendeten Becken haben ein Fassungsvermögen von jeweils 15 Litern, in denen das Wasser mit Pumpen umgewälzt wird. Die Anreicherung des Leitungswassers mit Kohlensäure erfolgte mit einem Reaktor. Auf diese Weise konnte ein gleichbleibender Gehalt an kalklösender Kohlensäure von rd. 200 mg/l erreicht werden. Das entmineralisierte Wasser wurde aus dem Trinkwasser mit einem Mischbett-Ionenaustauscher hergestellt (gemessene Leitfähigkeit: 0 µS/cm). Da die Versuche in der normalen Luftatmosphäre stattfanden, war das entmineralisierte Wasser leicht sauer (pH 6 bis 6,1). Um

b) The durability of the mortars and concretes with different compositions were investigated directly by determining the chemical resistance of small mortar slabs (50 mm x 50 mm x 4 mm) to water with differing degrees of corrosiveness as loss (or increase) in weight. In a second step the causes of the different corrosion phenomena (in spots or over whole areas) were examined in a specially designed simulation plant, with which the conditions in drinking water reservoirs could be simulated, using mineralogical and chemical investigative methods.

The laboratory investigations carried out, as well as extensive descriptions of all the tests, are reported in [17, 20]. Only the hydrolysis tests developed specifically for this research project are described in detail here.

4.2 Leaching tests with and without fluctuating water pressure

A test plant which simulated the changing hydrostatic pressures prevailing in the reservoirs during constant attack was designed for examining the leaching behaviour of mortar and concrete in drinking water reservoirs. The simulation plant is shown in Figure 4. The changes in hydrostatic pressure that occur during the course of a day due to the consumption-dependent water level were simulated with the aid of compressed air. A pressure reducer and a three-way pressure-control solenoid valve were used to generate defined pressure change cycles at the water surface in the water chamber of the hydrolysis cell (Figure 4, No. 5).

Demineralized water at constant temperature ($T = 20\text{ °C}$) with a conductivity $\approx 0\text{ µS/cm}$ was used as the eluant in these tests. A number of spot-sample water analyses were used to ensure, by ion chromatography, that there was no detectable calcium, potassium or sodium in the water. The pH of the demineralized water determined during these investigations lay between 6 and 6.1. During the course of the test the ratio of the surface area of the sample to the volume of eluant was kept constant at $\approx 1:10.5$. Within a period of 24 hours the sample was submitted twice to a pressure of 0.5 bar (5 m water column) and twice returned to atmospheric pressure (0 m water column). A pressure cycle therefore lasted six hours. The water was changed every 48 hours. In each case it was sampled in the unpressurized state and then analyzed for the percentage of calcium. In addition to this the specific increase in conductivity of the water (relative to area and time) was measured over a period of 2400 h (100 d) as an important parameter and the content of OH⁻ ions that had been leached out was determined from the pH value.

Electric fields had been mentioned in relation to the spotted corrosion phenomena, so their influence on the corrosion behaviour was also examined. An electric field was applied between the end plates (stainless steel) in the simulation plant and some coated concrete samples were used to investigate whether electrical fields could be responsible for the spotted corrosion of the facing mortar and whether the low potentials of 800 mV [21] seriously accelerated the leaching.

4.3 Hydrolysis testing on small mortar slabs

16 small mortar slabs (50 mm x 50 mm x 4 mm) from each mix were stored for a year in water of varying corrosiveness in order to examine the influence of the composition on the hydrolysis behaviour of mortars. The large surface/volume ratio of about 6:1 due to the chosen shape of the small slabs ensured that the samples had a large exposed surface area. The small mortar slabs were produced in plastic moulds, de-moulded after one day, and wrapped in film until the seventh day. Four small mortar slabs of a given type of mortar were stored in a standard climate (20 °C, 65% relative humidity) as reference samples. Four small slabs each were stored

- in water containing carbonic acid,
- in demineralized water, and
- in drinking water from the supply network for the town of Düsseldorf.

The basins used for the water storage each had a capacity of 15 l and the water was circulated with pumps. A reactor was used to enrich the tap water with carbonic acid. This made it possible to achieve a constant level of lime-dissolving carbonic acid of

einen gleichbleibenden Angriff sicherzustellen, wurde das Wasser täglich erneuert. Zwei der je Wassertyp ausgelagerten Plättchen wurden jede Woche mit einer weichen Bürste zur Simulation eines mechanischen Angriffs durch z.B. Reinigungsarbeiten der Behälteroberflächen abgebürstet. An allen Plättchen wurde die zeitliche Gewichtsentwicklung bestimmt. Die Probeplättchen wurden nach einer Auslagerungszeit von 365 Tagen einem mineralogischen und chemischen Untersuchungsprogramm unterzogen.

4.4 Ausgangsstoffe

4.4.1 Zement

Für die Betonversuche wurde ein CEM II/B-S 32,5 R verwendet, da sich dieser Zement aufgrund seiner Eigenschaften (gute Verarbeitbarkeit, ausreichende Frühfestigkeit, mäßige Hydratationswärmeentwicklung, erhöhter SiO_2 -Gehalt, Nacherhärtung in feuchter Umgebung) für den Trinkwasserbehälterbau erfahrungsgemäß gut eignet. Für die Herstellung der Beschichtungsmörtel wurden ein in der Praxis häufig eingesetzter weißer Portlandzement CEM I 42,5 R sowie ein entsprechender grauer CEM I 42,5 R ausgewählt.

4.4.2 Gesteinskörnung

Als Gesteinskörnung für die Betone wurde Rheinkiesand mit einer Sieblinie A/B 16 und A 16 verwendet. Bei den Mörteln kam Quarzsand mit einem Größtkorn von 1 mm zum Einsatz.

4.4.3 Zusatzstoffe und Zusatzmittel

Den Betonen wurde eine Steinkohlenflugasche zugesetzt und z.T. bei der Herstellung ein handelsübliches Fließmittel (FM) auf der Basis von Melaminsulfonat verwendet.

Als in der Praxis übliche Weißpigmente wurden einigen Mörteln Lithopone ($\text{BaSO}_4 + \text{ZnS}$), anderen Mörteln Titandioxid (TiO_2) beigegeben. Wie bei einigen Prüfbetonen kam auch bei einigen Mörteln ein Fließmittel auf der Basis von Melaminsulfonat zum Einsatz. In die Untersuchung der Mörtel wurde zudem ein handelsübliches, trockenes und pulverförmiges Calciumstearat als Dichtungsmittel (DM) einbezogen, das in der Praxis häufig verwendet wird. Das Mittel sollte dabei vorwiegend hydrophobierend wirken. Als Stabilisierer (ST) wurde einem Teil der Mörtel Methylcellulose zugegeben.

4.4.4 Wasser

Das Zugabewasser für die Laborbetone und -mörtel stammte aus dem Düsseldorfer Leitungsnetz.

4.5 Betonzusammensetzung

Die Prüfbetone mit den Bezeichnungen B04, B05, B06 und B07 wurden in der Art zusammengesetzt, dass der Leimgehalt bei den Mischungen konstant blieb und lediglich der äquivalente Wasserzementwert ($(w/z)_{eq}$) variierte. Aus den Probenbezeichnungen wird der jeweilig verwendete äquivalente Wasserzementwert ersichtlich (Tafel 1).

Die Betone B04, B05 und B06 entsprechen den Anforderungen, die nach DIN 1045 [22] an wasserundurchlässige Betone gestellt werden. Gemäß DVGW-Arbeitsblatt W 311 [5] wurde für Trinkwasserbehälter bislang ein Wasserzementwert von $w/z \leq 0,55$ vorgeschrieben. Mit den Betonen B074 und B07 wurden zwei Betone mit in die Untersuchung aufgenommen, die die Anforderungen an WU-Betone nicht erfüllen.

4.6 Mörtelzusammensetzung

Innerhalb des Versuchsprogramms wurden insgesamt acht rein mineralische zementgebundene Mörtel und zehn mit organischen Zusätzen modifizierte zementgebundene Mörtel konzipiert (Tafel 2). Die Mörtel wurden in verschiedene Versuchsreihen untergliedert. Die Zusammensetzung jeder Versuchsreihe basierte auf einem reinen Zementmörtel als Referenzmörtel mit einem Wasserzementwert von $w/z = 0,40$. Der Leimgehalt wurde innerhalb der Versuchsreihen, orientierend an diesem Basismörtel, konstant gehalten. Die Mörtel jeder Versuchsreihe unterschieden sich von dem jeweiligen

about 200 mg/l. The demineralized water (measured conductivity: 0 $\mu\text{S}/\text{cm}$) was produced from the drinking water with a mixed bed ion exchanger. The tests took place in normal atmospheric air, so the demineralized water was slightly acidic (pH 6 to 6.1). The water was replaced daily to ensure continuous attack. Two of the small slabs stored in each type of water were brushed off every week with a soft brush to simulate mechanical attack such as occurs during cleaning work on the reservoir surface. The change of weight with time was determined for all the small slabs. After a storage time of 365 days the small sample slabs were submitted to a mineralogical and chemical investigative programme.

4.4 Starting materials

4.4.1 Cement

A CEM II/B-S 32,5 R cement was used for the concrete tests as experience had shown that this cement was highly suitable for the construction of drinking water reservoirs because of its properties (good workability, adequate early strength, moderate generation of heat of hydration, high SiO_2 content, continued hardening in a moist environment). A CEM I 42,5 R white Portland cement that is often used in practice and a corresponding CEM I 42,5 R grey Portland cement were chosen for producing the coating mortar.

4.4.2 Aggregate

Rhine sand and gravel with grading curves A/B 16 and A 16 were used as the aggregate for the concretes. Quartz sand with a maximum size of 1 mm was used for the mortars.

4.4.3 Additions and admixtures

A coal fly ash was added to the concretes and in some cases a normal commercial plasticizer based on melamine sulfonate was used in the production.

Lithopone ($\text{BaSO}_4 + \text{ZnS}$) was added to some mortars and titanium dioxide (TiO_2) to other mortars as white pigments normally used in practice. As with some test concretes a plasticizer based on melamine sulfonate was also used in some mortars. Normal commercial dry powdered calcium stearate that is frequently used in practice was also included in the investigation of the mortars as a sealant. The agent should have a predominantly water-repellent action. Methyl cellulose was added to some of the mortars as a stabilizer.

4.4.4 Water

The mixing water for the laboratory concretes and mortars came from the Düsseldorf supply network.

4.5 Concrete composition

The B04, B05, B06 and B07 test concretes had compositions such that the paste content remained constant in the mixes and only the equivalent water/cement ratio ($(w/c)_{eq}$) varied. The sample designation indicates the equivalent water/cement ratio used in each case (Table 1).

Tafel 1: Betonzusammensetzung

Table 1: Concrete composition

Mischung mix	B04	B05	B06	B07	B074
Bestandteile components					
Gehalte/Contents [kg/m ³]					
Zement cement	362	320	287	260	240
Gesteinskörnung aggregates	1 777 (A/B 16)				1 885 (A 16)
$(w/z)_{eq}$ $(w/c)_{eq}$	0,40	0,50	0,60	0,70	0,74
Steinkohlenflugasche flyash	57	50	45	41	–
Fließmittel plasticizer	< 2 M.-%	–	–	–	–

Tafel 2: Mörtelzusammensetzung

Table 2: Mortar composition

Zusammensetzung/composition z = Zement/cement, g = Gesteinskörnung/aggregates, DM = Dichtungsmittel/concrete waterproofing compound, ST = Stabilisator/stabilizer							
Versuchsreihe series	Bezeichnung name	z	Zementfarbe cement colour	(w/z) _{eq} (w/c) _{eq}	Pigment pigment	DM	ST
1 (weiß) 1 (white)	a	CEM I 42,5 R	weiß white	0,40	–	–	–
	b			0,60		0,50	–
	d'					–	0,50
	d					0,50	0,50
	d''					0,50	0,50
	f					0,50	1,50
	SM	handelsüblicher Spritzmörtel commercial spray mortar		< 0,50	–	–	–
1 (grau) 1 (grey)	a-grau	CEM I 42,5 R	grau grey	0,40	–	–	–
	b-grau			0,60		–	–
	d-grau					–	0,50
	f-grau					0,50	1,50
2	a-2	CEM I 42,5 R	weiß white		Lithopone lithopone	–	–
	b-2			0,40 0,60		–	–
	d-2					–	0,50
	f-2					0,50	1,50
3	a-3	CEM I 42,5 R	weiß white	0,40	Rutil rutile	–	–
	b-3			0,60		–	–
	d-3					–	0,50
	f-3					0,50	1,50

Basismörtel durch einen höheren Wasserzementwert von $w/z = 0,60$ sowie unterschiedliche Mörtelzusatzstoffe bzw. -mittel. Bei einigen wurden unterschiedliche Kunststoffanteile zugesetzt.

Außer den Labormischungen wurde in der Versuchsreihe 1 (weiß) ein handelsüblicher Mörtel mit in das Laborprüfprogramm integriert. Bei diesem Mörtel handelt es sich um einen rein anorganischen Zementmörtel mit Silikastaub- (Si) und Flugaschezusatz (FA), der im Nassspritzverfahren mit einem Druck von bis zu 8 bar aufgespritzt wird. Für diesen Spritzmörtel, dessen genaue Zusammensetzung nicht bekannt war, wurde die Bezeichnung „SM“ gewählt. Der äquivalente Wasserzementwert der untersuchten Mischung lag gemäß Herstellerangaben bei $(w/z)_{eq} < 0,50$.

4.7 Herstellung der Probekörper

Die Betone wurden in Chargen von 130 l in einem 250 l-Labor-Zwangsmischer 2 min lang gemischt. Für die Dauerhaftigkeitsversuche wurden Trägerplatten (50 cm x 50 cm x 5 cm) aus dem wasserundurchlässigen (B05; $(w/z)_{eq} = 0,50$) sowie aus dem Beton mit sehr hohem äquivalenten Wasserzementwert (B074, $(w/z)_{eq} = 0,74$) hergestellt. Die Platten wurden anschließend bis zum Prüftermin in Folie konserviert gelagert. 28 Tage nach Herstellung der Betonplatten wurden Bohrkern mit einem Durchmesser von 15 cm entnommen. Die Bohrkern wurden direkt in den Hydrolysezellen untersucht.

Neben dem Hydrolyseverhalten von Betonproben wurde das Verhalten von Beschichtungsmörteln auf Betonproben untersucht. Die Beschichtungsmörtel wurden in Chargen von 35 Litern in einem Laborzwangsmischer gemischt. Die Mörtel wurden auf die mit Granulat abgestrahlten Oberflächen der im Labor hergestellten Betonplatten aufgetragen. Die beschichteten Platten wurden anschließend bis zum Prüftermin in Folie konserviert gelagert. 28 Tage nach dem Beschichten der Betonplatten wurden senkrecht

The concretes B04, B05 and B06 met the requirements set by DIN 1045 [22] for water-impermeable concretes. So far a water/cement ratio of $w/c \leq 0,55$ has been specified in DVGW Worksheet W 311 [5] for drinking water reservoirs. Two concretes, namely B074 and B07, that did not fulfil the requirements for water-impermeable concretes were included in the investigation.

4.6 Mortar composition

The test programme was designed to include a total of eight mortars with purely mineral cement bonding and ten cement-bonded mortars modified with organic admixtures (Table 2). The mortars were sub-divided into different test series. The composition of each test series was based on a pure cement mortar as the reference mortar with a water/cement ratio of $w/c = 0,40$. The paste content was kept constant within the test series, using this base mortar as a reference. The mortars in each to test series differed from the respective base mortar through a higher water/cement ratio of $w/c = 0,60$ and different mortar additions or additives. Different proportions of synthetic materials were added to some mortars.

In addition to the laboratory mixes a normal commercial mortar was integrated into test series 1 (white) within the laboratory test programme. This mortar was an entirely inorganic cement mortar with additions of silica fume and fly ash which is sprayed on using the wet-sprayed process with a pressure of up to 8 bar. The designation SM was chosen for this sprayed mortar, the precise composition of which was not known. According to the manufacturer's information the equivalent water/cement ratio of the mix investigated was $(w/c)_{eq} < 0,50$.

4.7 Production of the test pieces

The concretes were mixed for 2 minutes in batches of 130 l in a 250 l mechanical laboratory mixer. Base slabs (50 cm x 50 cm x 5 cm)

zur Beschichtung Bohrkern mit einem Durchmesser von 15 cm entnommen. Die Bohrkern wurden direkt in die Hydrolysezellen eingebracht. Die Prüfung erfolgte wie bei den unbeschichteten Betonen (Bild 4).

5 Versuchsergebnisse

5.1 Frisch- und Festbeton

Die Konsistenz der im Labor hergestellten und untersuchten Betone reichte in Abhängigkeit von der Zusammensetzung von plastisch (KP) bis sehr weich (KF). Der Frischbeton-Luftporengehalt lag zwischen 0,9 Vol.-% und 2,8 Vol.-%.

Für den Festbeton wurden Druckfestigkeiten ermittelt, die erwartungsgemäß mit steigendem Wasserzementwert abnahmen. Mit steigendem w/z-Wert stiegen hingegen die offene Porosität und damit die Gaspermeabilität an. Entsprechend nahm auch die Wassereindringtiefe zu (Bild 5).

Bild 6 zeigt für die Betone B05 und B074 über einen Zeitraum von rd. 2400 Stunden die Änderung der spezifischen Leitfähigkeit der Eluate, die als Kriterium für die Auslaugbarkeit genutzt werden kann. Die Betone wurden entmineralisiertem Wasser mit hydrostatischen Druckwechseln ausgesetzt. Der Eluent wurde alle 48 Stunden erneuert. Er befand sich nicht im Kalk-Kohlensäure-Gleichgewicht.

Mit fortschreitender Zeit nahm bei beiden Betonproben die auslaugabhängige spezifische Leitfähigkeit in dem Eluat ab. In dieser zeitlichen Abnahme der Auslaugung kommt die inkongruente Korrosion eines zementgebundenen Baustoffs unter Säureangriff zum Ausdruck. Die Ursache für dieses Verhalten liegt in der schwerlöslichen Gelschicht aus Silizium-, Aluminium- und Eisenhydroxid, die aus der Hydrolyse der Zementsteinphasen resultiert. Durch die, mit fortschreitender Hydrolyse stetig wachsende Gelschicht wird die Korrosionsgeschwindigkeit, die zu Beginn des Korrosionsprozesses von der Lösungsgeschwindigkeit der Hydratphasen begrenzt ist, mehr und mehr von der Diffusionsgeschwindigkeit der Ionen abhängig. Unter dem Einfluss der hydrostatischen Druckwechsel wurde der porösere Beton B074 im Vergleich mit dem dichten wasserundurchlässigen Beton B05 erheblich stärker ausgelaugt.

Nach der 100-tägigen starken Beanspruchung mit entmineralisiertem Wasser in den Hydrolysezellen waren alle untersuchten Betonoberflächen flächig aufgeweicht und braungelb verfärbt. Diese verfärbte Schicht konnte leicht von den Probekörperoberflächen abgerieben werden. Unter der Schicht waren die Proben nicht verfärbt. Durch Trocknen der Proben wurde diese oberflächliche Schicht hart und sandete bei leichter mechanischer Beanspruchung ab. Mikroskopische Untersuchungen zeigten stets deutliche oberflächliche Korrosionserscheinungen. Mit Hilfe der energiedispersiven Röntgen-Mikroanalyse (EDX) konnte zudem oberflächlich ein erhöhter Silizium-, Eisen- und Aluminiumgehalt nachgewiesen werden.

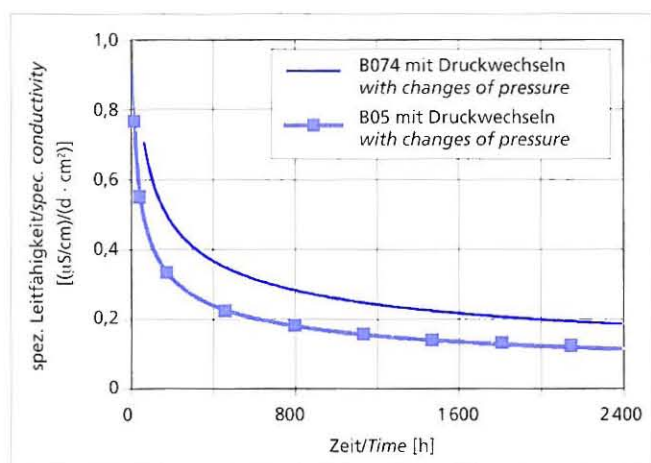


Bild 6: Darstellungen der Entwicklungen der spezifischen Leitfähigkeit der an Betonproben gewonnenen Eluate

Figure 6: Change in specific conductivity of the eluates obtained from the concrete samples

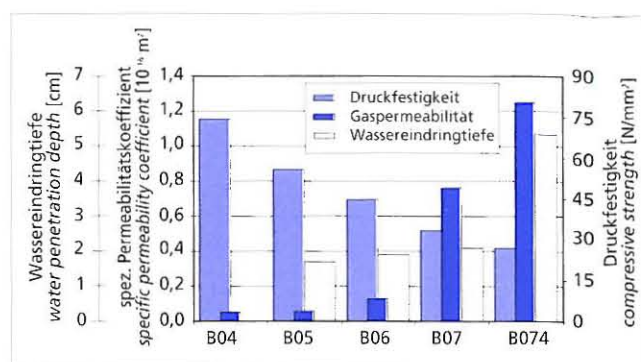


Bild 5: Druckfestigkeit, Wassereindringtiefe und Gaspermeabilität der Betone (28 d)

Figure 5: Compressive strength, depth of water penetration and gas permeability of the concretes (28 d)

were produced for the durability tests from the water-impermeable concrete (B05; $(w/c)_{eq} = 0.50$) and from the concrete with very high equivalent water/cement ratio (B074, $(w/c)_{eq} = 0.74$). The slabs were then wrapped in film and stored until tested. Drill cores with a diameter of 15 cm were taken 28 days after production of the concrete slabs. The drill cores were investigated immediately in the hydrolysis cells.

The behaviour of the coating mortars on concrete samples was also examined in addition to the hydrolysis behaviour of the concrete samples. The coating mortar was mixed in batches of 35 l in a mechanical laboratory mixer. The mortar was applied to the concrete slabs produced in the laboratory on surfaces that had been blasted with granules. The coated slabs were then wrapped in film and stored until tested. Drill cores with a diameter of 15 cm were taken perpendicular to the coating 28 days after the concrete slabs had been coated. The drill cores were immediately placed in the hydrolysis cells. The tests were carried out as with the uncoated concretes (Figure 4).

5 Test results

5.1 Fresh and hardened concrete

The consistency of the concretes produced and examined in the laboratory ranged from plastic to very soft depending on the composition. The fresh concrete air void content lay between 0.9 vol.% and 2.8 vol.%.

As expected, the compressive strengths determined on the hardened concrete decreased with rising water/cement ratio. On the other hand the open porosity, and hence the gas permeability, increased with rising w/c ratio. There was also a corresponding increase in the depth of water penetration (Figure 5).

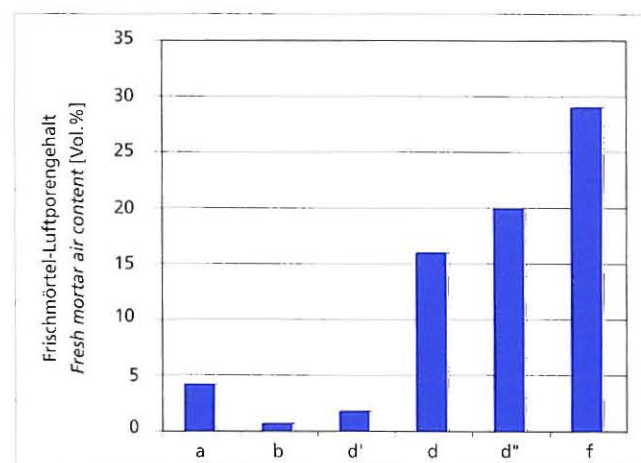


Bild 7: Frischmörtel-Luftporengehalte

Figure 7: Fresh mortar air void content

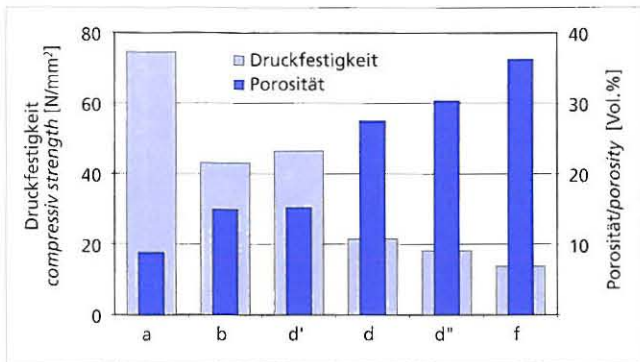


Bild 8: Druckfestigkeit und Gesamtporenvolumen der Mörtel (28 d, Wasserlagerung)

Figure 8: Compressive strength and total pore volume of the mortar (28 d, water storage)

sen werden. Polarisationsmikroskopische Untersuchungen zeigten eine oberflächliche Carbonatschicht [17].

Bei der oberflächlich verfärbten Schicht handelte es sich um die schwerlöslichen amorphen Aluminium-, Eisen- und Silizium-Hydroxide, die als Hydrolyserückstand zurückbleiben. Dieser Versuch zeigt auch, wie wichtig es in der Praxis ist, dass sich das gespeicherte bzw. transportierte Trinkwasser im Kalk-Kohlensäure-Gleichgewicht befindet.

5.2 Frisch- und Festmörtel

Die Mörtelausbreitmaße der untersuchten Frischmörtel lagen im Bereich von $a_{10} \approx 15 \pm 2$ cm. Die Zugabe von Stabilisierern (ST) und hydrophobierend wirkenden Dichtungsmitteln (DM) erhöhten den Frischmörtel-Luftporengehalt erheblich (Bild 7).

Bild 8 ist die mit zunehmendem Gesamtporenvolumen abnehmende Druckfestigkeit der erhärteten Mörtel zu entnehmen. Das Gesamtporenvolumen wurde mit dem Quecksilberdruckporosimeter ermittelt.

An erhärteten Mörtelproben wurden unter dem Mikroskop nachgewiesen, dass es sich bei diesen um durch Zusätze erzeugte kugelförmige Luftporen handelt mit Porenradien von i.M. rd. 100 μm [17]. Da die Luftporen bei dem höheren w/z-Wert über das vorhandene Kapillarporensystem weitgehend miteinander verbunden sind, steht hier ein Raum zur Verfügung, der durch Wasser mit wechselndem Druck gefüllt und entleert werden kann. Entsprechend sind beim Auslaugen nicht nur durch Diffusion, sondern vor allem durch Permeabilität beeinflusste Transportvorgänge zu erwarten.



Bild 10: REM-Querschnittaufnahme des Mörtels d

Figure 10: Scanning electron microscope profile photomicrograph of mortar d

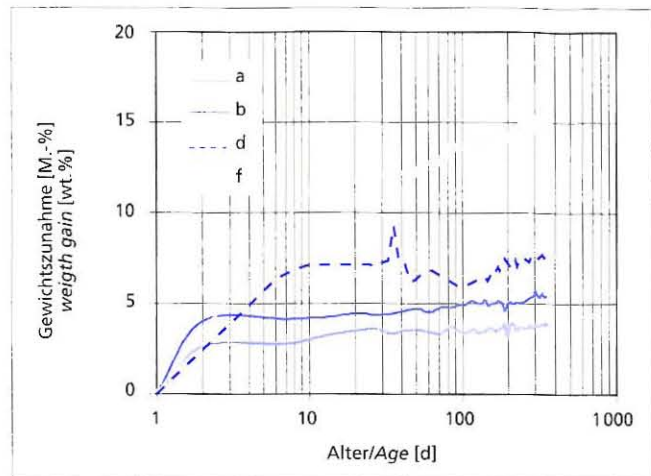


Bild 9: Gewichts Zunahme der Mörtel bei der Auslagerung in Trinkwasser

Figure 9: Weight gain of mortars stored in drinking water

Figure 6 shows the change in specific conductivity of the eluates, which can be used as a criterion for leachability, for the concretes B05 and B074 over a period of about 2400 hours. The concretes were exposed to demineralized water with a fluctuating hydrostatic pressure. The eluant was renewed every 48 hours, and the lime and carbonic acid were not in equilibrium.

With both concrete samples the leaching-dependent specific conductivity of the eluates decreased with advancing time. This decrease in leaching with time is an indication of the incongruent corrosion of a cement-bonded building material under acid attack. The cause of this behaviour lies in the sparingly soluble gel layer consisting of silicon, aluminium and iron hydroxides resulting from the hydrolysis of the hardened cement paste phase. The rate of corrosion, which at the start of the corrosion process is limited by the rate at which the hydrate phases dissolve, becomes increasingly dependent on the rate of the diffusion of the ions due to the gel layer that grows continuously with advancing hydrolysis. Under the influence of the fluctuating hydrostatic pressure the more porous concrete B074 is considerably more strongly leached than the denser, water-impermeable concrete B05.

After exposure to demineralized water in the hydrolysis cells for 100 days all the concrete surfaces investigated were softened on the surface and had a yellow-brown discolouration. These discoloured layers could be rubbed easily from the surfaces of the test pieces.

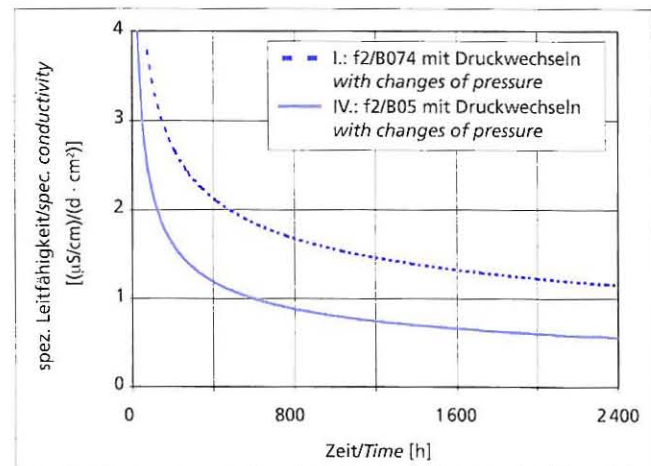


Bild 11: Darstellung der Entwicklungen der spezifischen Leitfähigkeit der an der mörtelbeschichteten Betonproben gewonnenen Eluate

Figure 11: Change in specific conductivity of the eluates obtained from mortar-coated concrete samples

Bild 9 zeigt die langfristige Wasseraufnahme der in Trinkwasser eingelagerten Mörtelplättchen. Die Mörtel d und f zeigen aufgrund des hohen Luftporengehalts die stärkste Wasseraufnahme. Dabei ist der Darstellung zu entnehmen, dass das der Probe f zugegebene Hydrophobierungsmittel eine langfristige Wasseraufnahme offensichtlich nicht unterbindet, in einem ständig benetzten Bereich also wirkungslos bleibt.

Besonders bei den beiden porösen Mörteln d und f war bereits nach einem Jahr eine Abnahme des Calciumhydroxidgehalts messbar [17]. Bild 10 zeigt dementsprechend nach einem Jahr bereits Anzeichen von Desintegration und Hydratumwandlung des Mörtels d im Vergleich zu dem völlig unbeeinträchtigten Gefüge des in Bild 3 gezeigten Mörtels a. Auf beiden Oberflächen hat sich im Kontakt mit dem Trinkwasser eine dichte Carbonatschicht gebildet.

Die Hydrolyseprüfung mit Druckwechseln an Betonproben sowie an beschichteten Betonproben ergab eine mit der Zeit abnehmende Leitfähigkeit im Prüfwasser (s. Bilder 6 und 11) mit unterschiedlichem Maßstab auf der Ordinate. Die Abnahme der ausgelaugten Ionenmenge tritt trotz des zyklisch erneuerten Wassers und seines erheblichen Lösungsvermögens auf (pH 6 bis 6,1). Ursache dafür dürften die Schutzschichtbildungen sein.

Auch wenn die Auslaugraten keinesfalls für die sehr viel geringere Auslaugwirksamkeit von Trinkwasser gelten, so zeigen diese Versuche anschaulich die Unterschiede in der Auslaugung in Abhängigkeit von der offenen Porosität von Mörteln und Betonuntergrund mit oder ohne hydrostatische Druckwechsel.

So führt der poröse Mörtel f2 (I) mit künstlichen Luftporen auf dem porösen Beton B074 zu den höchsten Auslaugraten unter dem Einfluss hydrostatischer Druckwechsel. Erwartungsgemäß die geringsten Auslaugraten zeigt die Betonoberfläche des Betons B05 trotz der Druckwechsel. Merklich geringer ist die Auslaugung, wenn keine Druckwechsel auftreten. Mörtel ohne künstlich eingetragene Luftporen werden ebenfalls weniger ausgelaugt.

Mit den Ergebnissen der spezifischen Leitfähigkeit kann festgestellt werden, dass Wasser durch die praxisüblichen hydrostatischen Druckwechsel in das Zementsteingefüge eindringen kann. Eindringtiefe und -menge stehen im direkten Zusammenhang

None of the samples was discoloured under the layer. These surface layers became hard when the samples were dried, and turned to dust under light mechanical stressing. Microscopic examinations always showed significant surface corrosion phenomena. With the aid of energy-dispersive X-ray microanalysis (EDX) it was also possible to detect increased levels of silicon, iron and aluminium on the surface. Polarizing microscopic examinations showed carbonate layers on the surface [17].

The discoloured layer on the surface comprised sparingly soluble amorphous aluminium, iron and silicon hydroxides that remained as residues of the hydrolysis. This test also showed how important it is in practice that the lime and carbonic acid are in equilibrium in the drinking water being stored or transported.

5.2 Fresh and hardened mortar

The flow spreads of the fresh mortars investigated lay in the range $a_{10} \approx 15 \pm 2$ cm. The addition of stabilizers and water-repellent sealants caused a substantial increase in the air content of the fresh mortar (Figure 7).

The decrease in compressive strength of the hardened mortars with increasing total void volume can be seen from Figure 8. The total void volume was determined by mercury intrusion porosimetry.

Microscopic examination of hardened mortar samples showed that these spherical air voids generated by additives had pore radii of, on average, about 100 μm [17]. The air voids at the higher w/c ratio are largely linked to one another by the existing capillary pore system so there is space available here that can fill and empty under fluctuating water pressure. This means that transport processes can be expected during the leaching that are influenced not only by diffusion but also, and in particular, by permeability.

Figure 9 shows the long-term water absorption of the small mortar slabs stored in drinking water. The mortars d and f showed the greatest water absorption due to the high air void content. It can be seen from the diagram that the water-repellent agent added to sample f clearly does not suppress long-term water absorption and is therefore ineffective in areas that are constantly wet.

With the two porous mortars d and f in particular there was a measurable decrease in the calcium hydroxide content after only a year [17]. Correspondingly, Figure 10 already shows signs of disintegration and hydrate transformation of the mortar d after one year in comparison with the completely unaffected microstructure of mortar a shown in Figure 3. An impermeable carbonate layer has formed on both surfaces in contact with the drinking water.

The hydrolysis test with fluctuating pressure on concrete samples as well as on coated concrete samples showed a decrease in conductivity in the test water with time (see Figures 6 and 11) with different scales on the ordinate. The quantity of ions leached out decreased in spite of the fact that the water was renewed regularly and had a substantial dissolving capacity (pH 6 to 6.1). The reason for this may well be the formation of the protective layer.

Although the leaching rates do not in any way apply to the very much lower leaching effect of drinking water these trials clearly demonstrate the differences in the leaching as a function of the open porosity of mortars and concrete bases with and without fluctuating hydrostatic pressure.

The porous mortar f2 (I) with synthetic air voids on the porous concrete B074, for example, gives the highest leaching rates under the influence of fluctuating hydrostatic pressure. As expected, the lowest leaching rates were given by the concrete B05 in spite of the fluctuating pressure. The leaching is appreciably lower if there is no pressure fluctuation. There is also less leaching with mortars without artificially introduced air voids.

The results of the specific conductivity established that water can penetrate into the microstructure of the hardened cement paste as a result of the fluctuating hydrostatic pressure that normally occurs in practice. The depth and quantity of penetration is directly related to the total porosity of the mortar sample and of the backing concrete. The water that has penetrated hydrolyzes the cement constituents from inside and flushes out the hydrolysis products when the external pressure is reduced. An intensifying, porosity-dependent, permeation-controlled leaching process is

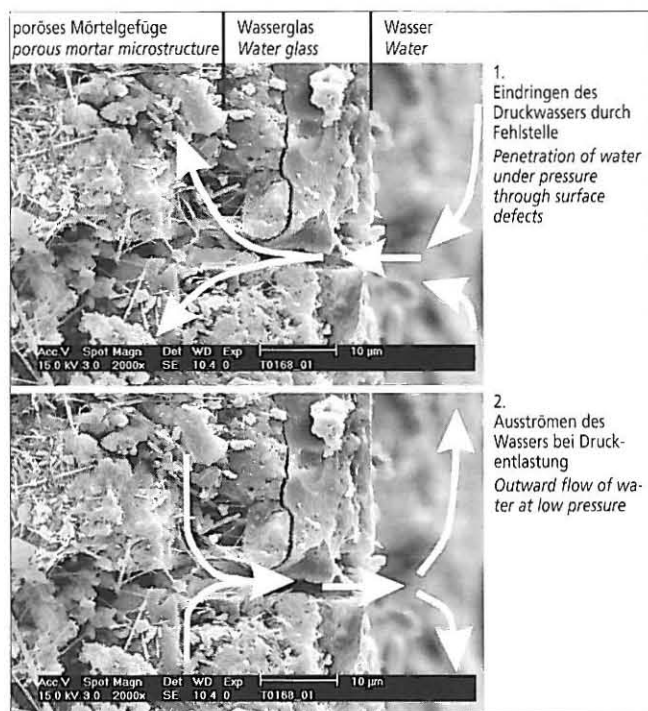


Bild 12: Darstellung des Effekts, der zur Entstehung von braunen fleckenförmigen Fehlstellen führt

Figure 12: Representation of the effect that leads to the occurrence of brown-spot corrosion

mit der Gesamtporosität der Mörtelprobe und des Trägerbetons. Eindringendes Wasser hydrolysiert die Zementbestandteile von innen und schwemmt bei der äußerlichen Druckentlastung die Hydrolyseprodukte mit heraus. Der natürlichen diffusionsgesteuerten Auslaugung wird also ein verstärkender, porositätsabhängiger, permcationsgesteuerter Auslaugprozess überlagert [17]. Mit zunehmendem Wasserdruck ist eine verstärkte flächige Korrosion die Folge, die mit der beobachteten Erweichung sehr poröser Beschichtungsmörtel im unteren Bereich von Trinkwasserbehältern korrespondiert.

Wenn poröse Mörtel eine oberflächlich dichtere Schicht aufweisen, z.B. infolge Wasserglasimprägnierung o.Ä., so konzentriert sich der beschriebene Auslaugprozess auf kleine Fehlstellen in dieser Schicht und schreitet von dort aus radial fort (s. Bild 12). Dies ist die Erklärung für die Entstehung und die Ausbreitung der fleckenförmigen Korrosion.

Die Einwirkung eines relativ starken elektrischen Feldes bei den Hydrolyseprüfungen vermochte die Auslaugeraten etwas zu erhö-



Bild 13: Im Labor erzeugte fleckenförmige Korrosion
Figure 13: Brown-spot corrosion produced in the laboratory

Tafel 3: Technische Anforderungen an Zementmörtelauskleidungen in Trinkwasserbehältern
Table 3: Technical specifications for cement mortar facings in drinking water tanks

Anforderungen an den zementgebundenen Baustoff Specifications for cement-bonded construction material
<ul style="list-style-type: none"> Hygienischen Anforderungen: DVGW-Arbeitsblatt W 270 [4] und W 347 [3] Hygiene specification: DVGW Worksheet W 270 [4] and W 347 [3] Äquivalenter Wasserzementwert des applizierten Mörtels: $(w/z)_{eq} \leq 0,50$ Equivalent water/cement ratio of the mortar used: $(w/c)_{eq} \leq 0.50$ Frischmörtel-Luftporengehalt: $P_L < 5$ Vol.-% (soweit mit Druckausgleichsverfahren messbar) Fresh mortar air void content: $P_L < 5$ vol. % (measured by the pressure equalization method if possible) Gesamtporenvolumen: $P_{28d} \leq 12$ Vol.-% bzw. $P_{90d} \leq 10$ Vol.-% (gemessen mit der Quecksilberdruckporosimetrie nach 28- bzw. 90-tägiger Wasserlagerung und 24-stündiger Vakuumtrocknung) Total void volume: $P_{28d} \leq 12$ vol. % or $P_{90d} \leq 10$ vol. % (measured by mercury intrusion porosimetry after 28 or 90 days' water storage and 24 hours' vacuum drying) Als Richtwert für die Druckfestigkeit gilt $\beta_{D,28} \geq 45$ N/mm². The guide value for 28 day compressive strength is ≥ 45 N/mm². Abreißfestigkeit des Untergrunds: Einzelwert $\leq 1,0$ N/mm² und Mittelwert $\geq 1,5$ N/mm² (Für Untergründe, die den Anforderungen nicht genügen, sind bauwerksbezogene gesonderte Überlegungen im Instandsetzungskonzept anzustellen.) Pull-off strength of the base surface: single value ≤ 1.0 N/mm² and average value ≥ 1.5 N/mm² (Separate considerations specific to the structure must be applied in the repair strategy for base surfaces which do not comply with the specifications.)
Auszug aus den Anforderungen an die Bauausführung Extract from the specifications for execution of the construction work
<ul style="list-style-type: none"> Planung, Angebot und Ausführung beziehen sich auf eine eindeutige Festlegung des Baustoffs und der zugehörigen Applikationstechnik. Planning, tender and execution relate to a clear definition of the construction material and the associated application technique. Die Erfüllung der oben genannten Baustoffanforderungen muss für die angebotene Kombination mit dem Angebot nachgewiesen werden. Fulfillment of the above-mentioned construction material specifications must be established for the combination offered with the tender. Die Schichtdicke der aufgetragenen Mörtel mit Größtkorn ≤ 1 mm muss mindestens 5 mm betragen. Für Spritzmörtel mit 2 mm bis 4 mm Größtkorn sind Schichtdicken von 15 mm \pm 5 mm zweckmäßig. The layer thickness of mortar applied with maximum aggregate size ≤ 1 mm must be at least 5 mm. Layer thicknesses of 15 mm \pm 5 mm are advisable for sprayed mortar with maximum aggregate size of 2 mm to 4 mm. Vollständige Dokumentation der Instandsetzungsarbeiten durch den Ausführenden (z.B. Untergrundvorbehandlung, Ausführungstechnik, zeitlicher Ablauf, Zuordnung der verarbeiteten Mörtel zu den Bauteilen, Nachbehandlung) Complete documentation of the repair work by the those carrying out the work (e.g. pre-treatment of base surface, construction technique, time schedule, allocation of the applied mortar to the components, curing) Prüfung des Betonuntergrunds z.B. Abreißfestigkeit und Dokumentation der Ergebnisse mit Bauteilzuordnung Testing of the concrete base surface, e.g. pull-off strength, and documentation of the results stating the component involved Aufzeichnungen über die hergestellten und verwendeten Baustoffe (Lieferwerk, Lieferschein, Chargennummer, Lagerung, technische Merkblätter) und Bauteilzuordnung Records of the construction materials produced and used (supply works, delivery note, batch number, storage, technical code of practice) stating the component involved Prüfung und Nachweise während der Ausführung (z.B. Konsistenz, Wassergehalt, Luftporengehalt, Druckfestigkeit, Porenvolumen) Testing and verification during execution of the work (e.g. consistency, water content, air void content, compressive strength, void volume) Entnahme und Aufbewahrung von Rückstellproben der verwendeten Stoffe in luftdicht verschlossenen Behältern Sampling and safekeeping of retention samples of the substances used in closed airtight containers Die Erfüllung der Anforderungen sollte durch planmäßige Eigen- und Fremdüberwachung sichergestellt werden. Compliance with the specifications should be ensured by planned in-house and third-party monitoring.

hen; dieser Einfluss war jedoch wesentlich geringer als der Einfluss der Druckwechsel.

6 Umsetzung der Ergebnisse in die Praxis

Aus den Ergebnissen wurden technische Anforderungen bezüglich des $(w/z)_{eq}$, der Frisch- und Festmörtelporosität und Festigkeit abgeleitet, mit denen eine hohe Dauerhaftigkeit zementgebundener Baustoffe im Trinkwasserbereich sichergestellt werden kann (s. Tafel 3). Die Praxistauglichkeit der technischen Anforderungen wurden in Verbindung mit Maßnahmen der Qualitätssicherung der Bauausführung bei Behälterinstandsetzungen erfolgreich erprobt.

Der DVGW empfiehlt die in Tafel 3 genannten Anforderungen bei zukünftigen Ausschreibungen und Ausführungen von Zementmörtelauskleidungen in Trinkwasserbehältern zu beachten. Diese Anforderungen wurden zunächst als technische Mitteilung Nr. 65/2001 [24] veröffentlicht und werden später auch in den DVGW-Arbeitsblättern W 300 [25] und W 312 [6] enthalten sein.

therefore superimposed on the natural diffusion-controlled leaching [17]. The consequence is increased surface corrosion with increasing water pressure which corresponds with the observed softening of very porous coating mortar in the lower regions of drinking water reservoirs.

If porous mortar has a more impermeable layer on the surface, e.g. as a result of water glass impregnation or the like, then the leaching process described concentrates on the small faults in this layer, from where it advances radially (see Figure 12). This is the explanation for the occurrence and propagation of the spotted corrosion.

A relatively strong electric field had the effect of increasing the leaching rates somewhat during the hydrolysis tests; however, this effect was substantially less than the effect of fluctuating pressure.

6 Practical implementation of the results

The results were used to derive technical specifications for the $(w/c)_{eq}$, the porosity of the fresh and hardened mortar and the strength which will ensure that the cement-bonded construction materials in the drinking water sector are highly durable (see Table 3). The practical suitability of the technical specifications has been tested successfully in conjunction with quality assurance measures for execution of the construction work when repairing tanks.

The DVGW [German Gas and Water Association] recommends that the specifications listed in Table 3 should be taken into account for future tenders and during the execution of construction work for cement mortar facings in drinking water tanks. These specifications were first published as Technical Communication No. 65/2001 [24] and will later also be included in the DVGW Worksheets W 300 [25] and W 312 [6].

Literatur / Literature

- [1] Lamprecht, H. O.: Opus Caementitium – Bautechnik der Römer. Beton-Verlag, Düsseldorf, 1984
- [2] Grube, H.; Spanka, G.: Zementgebundene Baustoffe im Trinkwasserbereich. beton 48 (1998) H. 6, S. 342–348
- [3] Hygienische Anforderungen an zementgebundene Werkstoffe im Trinkwasserbereich – Prüfung und Bewertung. Dt. Verein des Gas- u. Wasserfaches, DVGW (Hrsg.). Dt. Verein des Gas- u. Wasserfaches, DVGW, Bonn, 1999 (DVGW-Regelwerk: Technische Regel, Arbeitsblatt W 347)
- [4] Vermehrung von Mikroorganismen auf Materialien für den Trinkwasserbereich – Prüfung und Bewertung. Dt. Verein des Gas- u. Wasserfaches, DVGW (Hrsg.). Dt. Verein des Gas- u. Wasserfaches, DVGW, Bonn, 1990 (DVGW-Regelwerk: Technische Regel, Arbeitsblatt W 270)
- [5] Planung und Bau von Wasserbehältern; Grundlagen und Ausführungsbeispiele. Dt. Verein des Gas- u. Wasserfaches, DVGW (Hrsg.). Dt. Verein des Gas- u. Wasserfaches, DVGW, Bonn, 1998 (DVGW-Regelwerk: Technische Regel, Arbeitsblatt W 311)
- [6] Wasserbehälter – Maßnahmen zur Instandhaltung. Deutscher Verein des Gas- u. Wasserfaches, DVGW (Hrsg.). Deutscher Verein des Gas- u. Wasserfaches, DVGW, Bonn, 1999 (DVGW-Regelwerk: Technische Regel, Arbeitsblatt W 312 – Neufassung wird erarbeitet)
- [7] Verordnung über Trinkwasser und über Wasser für Lebensmittelbetriebe (Trinkwasserverordnung – TrinkwV) vom 22. 5. 1986, BGBl. I, S. 760–773, Neufassung vom 5. 12. 1990, BGBl. I, S. 2612–2629 und Berichtigung vom 23. 1. 1993, BGBl. I, S. 227
- [8] Labitzky, W.; Gierig, M.: Mineralische Beschichtungen in Trinkwasserbehältern – Probleme und Lösungsansätze. Instandhaltung – Fertigteilbauweise (Wassertechnisches Seminar 17)/Wilderer, P. [u.a.] (Hrsg.). Technische Universität München, München, 1992 (Berichte aus der Wassergüte- und Abfallwirtschaft Technische Universität München 112), S. 51–68
- [9] Reardon, E. J.: An ion interaction model for the determination of chemical equilibria in cement/water systems. Cement and Concrete Research 20 (1990), H. 2, S. 175–192
- [10] Zement-Taschenbuch 2002. Verein Deutscher Zementwerke (Hrsg.), Verlag Bau und Technik, Düsseldorf, 2002
- [11] Holleman, A. F.; Wiberg, E.: Lehrbuch der Anorganischen Chemie. 91.–100. Aufl., De Gruyter, Berlin, 1985
- [12] Clark, D. E.; Zaitos, B. K.: Corrosion of glass, ceramics and ceramics superconductors. Noyes Publications, Park Ridge, 1992
- [13] Wasserversorgungstechnik für Ingenieure und Naturwissenschaftler. DVGW-Schriftenreihe, Nr. 205/Deutscher Verein des Gas- u. Wasserfaches, DVGW (Hrsg.). Wirtschafts- und Verlagsgesellschaft, Bonn, 1989
- [14] Tillmans, J.: Über die kohlen-sauren Kalk angreifende Kohlensäure der natürlichen Wässer. Der Gesundheitsingenieur 35 (1912), H. 34, S. 669–677
- [15] Herb, S.: Ursachen und Folgen vermehrter Biofilmbildung auf mineralischen Oberflächen in Trinkwasserbehältern. Dissertation Gesamthochschule Duisburg, 1999. Siehe auch: Berichte aus Wassergüte- und Abfallwirtschaft, TU München, Nr. 149, 1999
- [16] Wassertechnisches Seminar: 20, 22, 25 München/Wilderer, Peter A. Merkl, Gerhard (Hrsg.). TU München, Lehrstuhl f. Wassergüte und Abfallwirtschaft, Garching
- [17] Boos, P.: Herstellung dauerhafter zementgebundener Oberflächen im Trinkwasserbereich – Korrosionsanalyse und technische Grundanforderungen. Dissertation Universität Münster, 2002
- [18] Schoenen, D.: Zementmörtelbeschichtungen in Trinkwasserbehältern – Entstehung fleckenförmiger Zerstörung. beton 49 (1999) H. 1, S. 12–16
- [19] Boos, P.; Grube, H.: Dauerhafte zementgebundene Oberflächen in Trinkwasserbehältern. gwa (2002) 82, S. 543–553
- [20] Grube, H.; Boos, P.: Dauerhafte Oberflächen aus Beton oder aus zementgebundenen Beschichtungen in Trinkwasserbehältern 25. Wassertechnisches Seminar, „Wasserversorgung in der Zukunft und unter besonderer Berücksichtigung der Wasserspeicherung“, Berichte aus Wassergüte- und Abfallwirtschaft, TU München, H. 163, 2001, S. 61–114
- [21] Müller, R. O.: Potentialmessungen für die Beurteilung von Reservoirs und Becken von Abwasserreinigungsanlagen, SIA, Dokumentation D 0126, S. 53–60, 1995
- [22] DIN 1045 1988–07. Beton und Stahlbeton: Bemessung und Ausführung
- [23] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, DAfStb, 2001: Richtlinie für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen
- [24] Technische Mitteilung Nr. 65/2001: Herstellung dauerhafter Oberflächen in Trinkwasserbehältern aus zementgebundenen Mörteln
- [25] DVGW-Arbeitsblatt W 300 E: Technische Regel Wasserspeicherung: Planung, Bau, Betrieb und Instandhaltung von Wasserbehältern in der Trinkwasserversorgung (Entwurf 2002)

Betontechnische Berichte – Sachverzeichnis 1960 bis 2003

Die Beiträge in Mehrjahresbänden sind unter dem jeweils letzteren Jahr aufgeführt.

AASHO Road Test	1961/226 1962/128	Anmachwasser (auch Zugabewasser)	1963/153 ff. 1965/136 2000/ 49 ff. 2003/ 59 ff.	Ausbreitmaß (Forts.)	
abgelagerte Zemente	siehe Zementalter	– magnet. Behandlung	1969/136 ff.	– Prüftechnik	1985/ 57 ff. 1991/ 43 ff. (siehe auch Konsistenz)
Abgleichen	1970/ 96 f. 1975/ 67 ff.	Annahmekennlinie	1969/ 98 ff.	Ausfallkörnung	1968/ 92 f. 1974/163 ff.
Abmessen	1976/146 f.	Ansteifen	1981/145 ff. 1983/169 ff. 1985/117 ff. 131 ff. 1991/200	Ausfallwahrscheinlichkeit	siehe Statistik
Abnutzwiderstand	1961/138 1963/102 ff. 1968/ 98 1969/115 ff. 1972/192 1976/168 1979/ 77 ff.	– Einflussgrößen	1985/121 ff. 142 f.	Ausgangskonsistenz	1985/120 140 ff.
Abschirmbeton	siehe Strahlenschutzbeton	– Prüfverfahren	1985/ 57 ff. 125 f. 139 ff. (siehe auch Konsistenz)	Ausgasung	2000/123 ff.
Absetzen (Sedimentation)	1960/117 1961/187 ff. 1964/110 1979/ 18 ff. 1997/ 56 f.	Anstriche	1962/ 27 ff. 57 f. 1963/ 94 f. 104 1967/106 1970/ 51 f. 1974/157 ff. 1981/ 51 ff.	Ausgleichsfeuchte	1971/ 24 1975/107 ff.
Abstandsfaktor	siehe Luftporen-Kennwerte	Arbeitsfugen	1961/118 f. 1964/ 33 f.	Ausgussbeton	1961/112 ff. 305 1962/145 1971/ 27 99
Abwasserbeseitigung	1997/ 99	Arbeitslinien	siehe Spannungs-Dehnungs-Linie	Auslaugung	1988/149 ff. 172 1994/ 93 f. 1997/ 39 f. 2003/195
Algenbewuchs	1972/117 ff.	Arbeitsvermögen	siehe Energieaufnahme	Auspressen	1961/114 177 ff. 305 1962/ 77 141 143 1964/ 36 104 1970/ 21 ff. 1972/ 51 ff. 1997/ 39 f.
Alkalireaktion	1963/111 ff. 1964/116 f. 1973/101 ff. 153 ff. 1974/ 71 ff. 1979/ 96 ff. 1988/ 57 ff. 1997/109 117 133 145 2003/136 f. 145 ff. 191 ff.	Asbestzement	1976/157	Ausschalfristen	1968/ 99 1972/195
– Prüfverfahren (Labor)	1997/112 ff. 177	Atomreaktor	siehe Reaktorbau	Autoklav-Versuch	1971/ 79 f.
– Schadenanalyse (Bauwerk)	1997/110 ff. 133	Auflast beim Rütteln	1960/ 63 f.	Baryt	1961/101 ff.
Altbeton	1983/ 17 ff.	Ausbesserungen	1961/267 1962/ 76 1963/115 ff. 1969/129 ff. 1970/ 52 f. 1979/104 ff.	Barytbeton	1961/110 ff. 125
amerikanische Betongüter	1962/127 1964/141 ff.	Ausblühungen	1960/ 89 f. 1962/ 37 ff.	Baugrund	1962/141 ff.
amerikanische Zemente	1962/131 1964/ 31 1966/ 21 ff.	Ausbreitmaß	1985/ 18 ff. 57 ff. 120 ff. 134 ff. 1997/ 64 ff. 72 ff.	Baunormen	
angreifende Wässer und Böden siehe chemische Widerstandsfähigkeit		– bei Estrich	1991/ 25 f.	– DIN 1045	1968/ 83 ff. 127 ff. 1969/106 ff. 1972/173 ff. 2003/ 19 ff.

Baunormen (Forts.)		Beständigkeitsfaktor	1962/ 95 ff.	Betonschutz (Forts.)	1968/139
– DIN EN 197	2003/ 10	Beton B I	1972/185 ff.		1970/ 51 f.
– DIN 1164	1968/ 21 ff. 1969/ 53 1971/ 55 ff. 1997/ 7 ff. 2003/133 ff.	Beton B II	1972/187 f.	(siehe auch Anstriche, Beschichten, Imprägnieren)	1973/125 ff.
– DIN 4030	1968/ 96 ff. 127 ff. 1985/ 49	Betonanwendung		Betonsplittbeton	1983/ 21 ff.
– DIN 4102	1978/ 71 ff.	– Expositionsklassen	2003/ 21 f.	Betonsteine	1962/ 69 ff. 1967/143 ff.
– DIN 4108	1976/ 42 ff.	– Gesundheit	2000/123 ff. 135	Betonstraßen	1961/221 ff. 1962/ 81 1965/ 21 ff. 31 ff. 2000/111
– DIN 4226	1968/ 91	– Umwelt	2000/111 135	(siehe auch Straßenbeton)	
– DIN 18551	1973/139 ff.	Betondeckung	siehe Korrosionsschutz	Betontemperatur	1960/ 35 ff. 1961/ 9 ff. 120 ff. 129 ff. 282 ff. 1962/105 ff. 1963/ 37 ff. 153 ff. 170 1964/ 22 ff. 38 ff. 163 f. 1967/ 41 ff. 68 f. 1968/146 ff. 1969/ 74 ff. 1970/ 57 ff. 1973/ 85 f. 1974/151 ff. 1975/ 17 ff. 1976/168 1981/ 17 ff. 141 ff. 159 f. 1983/135 f. 187 ff. 1985/125 145 f. 1994/135 187 ff.
– internationale	1979/ 43 ff. (siehe auch Richtlinien und Merkblätter)	– Prüfverfahren	1988/101 ff.		(siehe auch Feuerbeständigkeit und Wärmedehnung)
Behälter	1970/ 58 f. 1971/ 21 f. 1976/ 31 f. 1981/ 18 f. 1991/107	Betoneigenschaften	1960/108 ff. 1967/ 63 ff. 1968/ 85 ff. 1976/150 ff. 1997/102 2003/ 33 f. 53 f.	– Messverfahren	1968/154 ff. 1970/185 ff. 1994/128 f.
Belastungsgeschwindigkeit	1961/ 57 f. 1963/ 74 1964/ 83 1971/ 47	– bei Erschütterungen	1981/ 66 ff.	Betonwaren	1964/107 111 1965/206 ff.
Bergbau	siehe Grubenausbau und Schachtausbau	– bei hohen Temperaturen	1961/132 ff.	– Rohre	1994/ 53 ff. 1997/ 99
Bergsenkung	1962/142 f.	– bei tiefen Temperaturen	1970/ 60 ff. 1981/ 17 ff.	Betonzusammensetzung	1960/107 ff. 1961/137 ff. 1962/ 24 ff. 128 ff. 167 ff. 1963/ 64 ff. 89 ff. 143 ff. 1963/165 ff. 1964/ 27 ff. 73 ff. 1965/137 ff.
Beschichten	1962/ 76 1963/118 ff. 1967/ 88 ff. 1969/ 41 ff. 130 ff. 1973/125 ff. 1979/108 ff.	Betonfestigkeitsklassen	siehe Betongüte		
Beschleuniger	siehe Zusatzmittel	Betonförderung	1962/177 ff. 1965/144 ff.		
Beständigkeit	1962/191 f. 1963/ 85 ff. 1964/175 f. 1966/ 21 ff. 1972/ 33 ff. 1976/164 ff. 1979/ 61 ff. 1981/141 ff. 1988/ 79 ff. 186 ff. 1991/139 f. 162 f. 171 ff. 1997/ 79 2000/111 ff. 145 2003/ 19 ff. 55	Betonformsteine	siehe Formsteine		
	(siehe auch Abnutzwiderstand, Alkalireaktion, chemische Widerstandsfähigkeit, Dauerfestigkeit, Erosionswiderstand, Feuerbeständigkeit, Frost-Tausalz-Widerstand, Frostwiderstand, Kavitationswiderstand, Korrosionsschutz)	Betongefüge	2000/ 25 ff. 2003/121		
		– Prüfung	1994/ 39 f.		
		Betongüte	1960/ 91 ff. 1961/139 273 f. 1962/127 1964/188 ff. 1967/ 71 f. 1968/ 85 ff. 1969/ 85 ff. 1970/165 ff. 1972/182 ff. 1979/ 52 1983/109 f.		
		Betonierabschnitte	1961/115 ff. 1964/ 33 ff.		
		Betonpfähle	1962/143 f. 1966/ 41 ff. 1968/ 49 ff.		
		betonschädliche Wässer	siehe chemische Widerstandsfähigkeit		
		Betonschutz	1967/ 85 ff.		

Betonzusammensetzung (Forts.)	199 f. 1966/ 63 ff. 120 ff. 157 ff. 1967/ 26 f. 74 ff. 1968/ 88 ff. 1970/121 ff. 1973/144 ff. 1976/136 ff. 1983/122 ff. 1985/123 f. 1988/ 87 ff. 1994/158 190 f. 218 ff. 1997/ 64 69 2000/ 43 93 114 f. 2003/ 21 f. 93 157 185	Bodenverfestigung (Forts.)	1963/175 ff. 1973/ 41 ff. 1978/ 17 ff.	chemische Widerstands- fähigkeit (Forts.)	1975/ 57 ff. 91 ff. 1976/166 f. 1978/ 93 ff. 1979/ 71 ff. 1985/ 41 ff. 1994/ 76 f.
– Zementleimgehalt	1997/ 64 f.	Böschungsschutz	siehe Uferbefestigung	– angreifende Wässer und Böden	1960/120 f. 1961/267 f. 1962/147 ff. 1967/ 24 ff. 1968/127 ff. 1975/ 57 ff. 91 ff. 1976/167 1979/ 72 ff. 1988/117 ff. 1994/ 75 139 ff.
– nachträgliche Bestim- mung	1968/ 35 ff. 1972/ 21 ff. 1981/ 37 ff.	Bohrkerne	1961/219 f. 1970/ 95 ff.	– Ammonium	1994/ 71 ff.
Betriebsfestigkeit	1981/133 ff.	Brandgase	1970/ 33 ff.	– Angriffsgrad	1967/ 23 ff. 1968/131 ff. 1972/191 f. 1988/117 f. 1994/ 83
Bettungsbeton	1960/112 ff.	Brandschutz	1978/ 71 ff.	– Betonzusammen- setzung	1960/120 f. 1961/267 f. 1962/ 25 f. 147 f. 1967/ 19 ff. 80 f. 1968/ 41 f. 135 ff. 1972/192 f. 1976/166 f. 1978/ 97 ff. 1979/ 73 ff. 1994/ 74
Bewuchsbeseitigung	1972/117 ff.	Brandversuche	1962/ 80	– Brandgase	1970/ 33 ff.
Biegezugfestigkeit	1960/ 44 ff. 1961/ 42 f. 205 252 ff. 1962/124 f. 1963/ 59 ff. 1964/165 f. 1970/101 ff. 1985/106 ff.	Bruchsteinbeton	1960/114	– Chlorid-Diffusion	1970/ 37 ff. 1978/100 ff.
– bei Erschütterungen	1981/ 76 ff.	Bruchverhalten	1970/ 83 ff. 1971/ 33 ff. 164 ff. 1972/152 ff. 1974/ 47 ff. 1976/153 f. 1977/ 39 ff. 1978/ 31 ff. 1979/ 38 f. 1981/ 24 1991/ 57 ff.	– Einwirkung chemischer Stoffe (Übersicht)	1963/ 96 ff. 1967/108 ff.
– bei hohen Temperaturen	1962/106 f. 1969/ 31	Brückenwiderlager	1964/ 53 1968/145 ff.	– Gase	1967/ 22 f. 86 1968/129 1970/ 33 f. 1978/100 ff. 1988/185 f.
– Prüfverfahren	1963/ 72 ff.	C ₃ A-Gehalt	1960/104 1966/ 34 ff. 1971/ 84 ff. 1981/152 ff.	– Kalkgehalt des Zements und Zuschlags	1962/147 ff.
Bindemittel	1960/102 1962/105	Calciumsilicat	1983/ 63	– kalklösende Kohlen- säure	1962/148 ff. 1967/ 27 ff. 1975/ 60 ff. 91 ff. 1976/167 1985/ 41 ff. 1988/124 ff. 1994/ 72
Binghamsche Flüssigkeit	1972/ 53 1973/ 24 f. 1976/126 ff.	Carbonatisierung	1960/ 83 ff. 115 1962/ 48 ff. 1963/107 1969/ 58 1972/ 47 125 ff. 1976/167 1988/ 21 ff. 87 ff. 186 f. 1991/144 f. 181 209 f. 1994/173 ff. 1997/145 2000/ 21	– Meerwasser	1963/102 1966/ 39 ff.
Bioklimatik	1975/143 ff. 1978/157 ff.	– Prüfverfahren	1988/ 28 f. 1997/148 f.		
Blähton	1964/143 ff. 1965/ 40 ff.	CEB-Regelwerk	1979/ 50 ff.		
Bodenverfestigung	1961/141 ff. 223 ff. 1962/ 63 ff.	chemische Widerstands- fähigkeit	1962 /25 f. 147 ff. 1963/ 96 ff. 1966/ 33 ff. 1967/ 19 ff. 85 ff. 1968/ 41 ff. 127 ff. 1970/ 33 ff. 1971/ 83 ff.		

chemische Widerstands-
fähigkeit (Forts.)

– Meerwasser (Forts.)	1967/ 31 f. 1968/ 42 ff. 1976/167 1978/ 95 ff. 1979/ 73
– Öleinwirkung	1963/ 98 f. 1966/172 f. 1967/ 22 1968/130
– Prüfung	1994/142 ff. 2003/172 183 f.
– Puzzolanzusatz	1960/104 1964/115 f. 1979/ 74
– Salzlösungen	1963/ 97 f. 1976/ 21 f. 1978/ 97 ff. 1979/ 72 ff.
– Säureangriff	1962/ 25 ff. 147 ff. 1963/ 97 ff. 1967/ 21 ff. 1968/136 1970/ 33 ff. 1975/ 57 ff. 91 ff. 1979/ 75 ff. 1985/ 41 ff. 1988/117 ff. 1997/103 ff. 2003/181 ff.
– Schutz von Beton	1967/ 85 ff. 1968/139 1973/125 ff. 1988/123 1997/106
– Sulfatangriff	1966/ 33 ff. 1967/ 22 ff. 1968/137 1971/ 83 ff. 1975/ 57 ff. 1976/166 f. 1979/ 72 ff. 1991/ 83 ff. 2003/169 ff.
– Tausalzeinwirkung	1967/ 22 1968/130 1978/ 99 f.
	siehe Frost-Tausalz-Widerstand
– weiches Wasser	1967/ 22 1968/130 1978/ 99 f.
– Zemente mit hohem Sulfatwiderstand	1960/104 1962/148 ff. 1963/102 1964/115 f. 1966/ 33 ff. 1967/ 30 f. 1968/ 31 137

chemische Widerstands-
fähigkeit (Forts.)

– Zemente mit hohem Sulfatwiderstand (Forts.)	1971/ 83 ff. 1979/ 73 1981/ 91 ff. 2003/173
Chlorid-Diffusion	1960/ 37 ff. 1978/100 ff. 1991/142 f. 165 f. 2000/145 ff.
Chloridgehalt	1967/ 37 1970/ 37 ff. 1991/166
Dachausbildung	1963/ 53 ff.
Dampfhärtung	1961/274 (siehe auch Wärmebehandlung)
Dampfmischen	1974/151 ff.
Darrversuch	1981/ 36
Daubensilos	1961/215 ff.
Dauerfestigkeit	1971/ 28 40 1974/175 1976/ 57 ff. 155 f. 1981/129 ff. 1988/215 ff. (siehe auch Beständigkeit)
Dauerhaftigkeit	siehe Beständigkeit
Deckwerk	1962/ 67 ff. 1967/143 ff. 1978/ 22 ff.
Dehnung	siehe Formänderungen
dichter Beton	1960/116 ff. 1961/107 138 f. 207 ff. 268 1962/ 24 f. 1964/118 175 1966/145 ff. 1967/ 26 f. 76 ff. 1968/ 95 1971/157 ff. 1972/191 f. 1975/112 ff. 1976/163 1983/148 f. 1988/ 41 ff. 81 ff. 1994/ 63 f. 1997/102 f. 2003/185 199
– organische Flüssigkeiten	1991/114 1994/151 ff. 213 ff.

dichter Beton (Forts.)

– Prüfverfahren	1991/115 1994/ 57 f. 160
Diffusion	1988/ 43 ff. 127 ff. 1991/110 130 f. 164 f. 1994/ 56 ff. 155
Dispergierung	
– Silicastaub	2003/127 ff.
Dolomit	1962/155 f.
Dreistoffbindemittel	1960/102
Druckfestigkeit	1960/ 44 ff. 110 ff. 130 ff. 1961/ 27 ff. 205 219 f. 253 ff. 285 ff. 1962/ 83 ff. 123 ff. 170 1963/ 41 ff. 141 ff. 162 1964/155 ff. 188 ff. 1965/ 36 f. 106 1966/115 ff. 139 ff. 1967/ 55 ff. 65 ff. 1968/ 85 ff. 113 ff. 1969/ 51 ff. 85 ff. 1970/100 ff. 165 ff. 1971/139 ff. 151 ff. 1972/135 ff. 182 ff. 1976/ 62 ff. 137 153 ff. 1981/112 f. 1983/ 21 ff. 109 f. 137 ff. 157 ff. 1985/103 ff. 1988/ 89 ff. 224 1991/140 178 f. 1994/ 43 47 61 82 123

Druckfestigkeit (Forts.)	171 f. 187 ff. 225 f. 1997/ 72 ff. 2000/ 18 f.	Einpressmörtel	1961/177 ff. 1977/165 ff.	Epoxidharz	1962/ 73 ff. 1963/119 f. 1967/ 97 ff.
– bei Erschütterungen	1981/ 69 ff.	– Prüfverfahren	1961/187 1965/210 1977/172 ff. 1981/150 f.	Erddämme	1962/ 64 ff. 1973/ 41 ff. 1978/ 20 ff.
– bei hohen Temperaturen	1962/106 f. 1969/ 24 ff. 36 1971/ 27 1976/ 34 f.	Einpressungen	siehe Auspressen	Erhärtungsprüfung	1962/ 83 1968/ 99 f. 1971/ 65 ff.
– bei tiefen Temperaturen	1970/ 61 ff. 1981/ 21 f.	Eis (Eigenschaften)	1970/ 60 f.	Erosionswiderstand	1969/115 ff.
– mehrachsige	1976/ 35 ff. 154	Eisenerze	1961/101 f.	Erschütterungen	1981/ 61 ff. (siehe auch Schlagfestigkeit)
– Mikrohärte	1983/ 41 ff.	Eisenportlandzement	1971/ 60 f. 1983/ 88	Erstarren	1961/132 193 1964/ 99 ff. 1968/ 28 f. 1971/ 62 ff. 1981/145 ff. 1983/169 ff. 1985/119 ff. 131 ff.
– Schnellprüfung	1961/273 ff.	Elastizitätsmodul	1960/ 76 ff. 1961/175 f. 212 1964/167 ff. 1965/ 54 ff. 107 f. 1967/ 55 ff. 76 1968/ 72 ff. 1970/ 65 ff. 126 f. 139 ff. 1971/ 39 ff. 119 ff. 157 162 ff. 1972/156 1974/ 47 f. 1976/ 74 f. 159 f. 1977/ 39 ff. 1978/ 37 ff. 1981/ 22 ff. 120 1983/ 23 ff. 139 f. 1985/ 89 ff. 1988/225 1994/ 45 2000/ 21	– Prüfverfahren	1981/147 ff.
Druckkraftaufnahme	siehe Kraftableitung			– Sulfatträger	1981/154 ff. 1983/173 ff. 1985/132 f. 1988/200
dynamische Beanspruchungen	1981/ 62 ff. 130 ff.			Fallrohrleitungen	1962/177 ff.
Durchlässigkeit				Faserbeton	1969/ 78 ff. 1974/ 45 ff. 1976/ 37 f. 157 1978/ 50 ff. 1979/ 29 ff. 1981/ 27 f. 101 ff. 1983/155 ff. 1985/ 73 ff.
– Prüfverfahren	1988/149 ff. 1994/219 f.			Faserverteilung und -orientierung	1985/ 94 ff.
Eigenfeuchte		– Bestimmungsverfahren	1970/146 ff. 1971/119 ff.	Fehlerverteilungskurve	siehe Statistik
– Beton	1968/113 ff. 1970/ 99 ff. 1981/ 27	– Modellvorstellungen	1970/152 ff.	Festigkeitsentwicklung	1960/ 29 ff. 1961/ 9 ff. 201 ff. 241 ff. 273 ff. 1963/ 45 f. 69 f. 137 ff. 169 ff. 1964/ 77 ff. 162 ff. 1965/132 150 1966/115 ff. 1967/ 35 f. 1969/ 67 ff. 1971/ 73 ff. 1973/147 f. 1975/130 1976/ 57 ff.
– Zuschlag	1966/ 89 ff. 1974/ 91 ff. 137 1976/146	elasto-plastischer Stoff	1978/ 34 ff.		
Eigenspannungen	1960/ 73 ff. (siehe auch Gefüge-, Schwind- und Temperaturspannungen)	elektrostatische und -magnetische Felder	1975/144 ff. 1978/157 ff.		
Eignungsprüfung	1961/290 1962/ 83 1964/158 1968/100 1970/175 f. 1972/196 1973/149 1981/163	Energieaufnahme	1974/ 48 ff. 1978/ 32 ff. 1979/ 35 ff. 1981/143 1983/157 ff. 1985/108 ff. 1991/ 57 ff.		
Einbringen des Betons	1961/114 ff. 1962/ 35 1963/115 ff. 1964/ 33 ff. 1965/147 1966/188 f. 1973/145 f. 1974/139 ff.	Enteisungsmittel	1979/ 65 f.		
Eindringen/Flüssigkeiten	1994/162 ff. 213 ff.	Entmischen	1961/114 1962/180 f. 1974/139		
Einheiten-Systeme	1978/105 ff.	Entsalzungsanlagen	1978/ 93 ff.		

Festigkeitsentwicklung (Forts.)	107 ff. 155 1977/149 ff. 1978/ 43 ff. 1988/183 f. 222 f. 1994/188 f. 1997/151 2000/ 25 ff. 68 f. 2003/ 68 159 162	Flugasche	1981/ 47 1983/ 64 ff. 1988/176 ff. 1991/ 83 ff. 157 ff. 1997/ 58 f. 2003/150 f. 171 185	Frostschuttschicht	1961/223 f.
Festigkeitsklassen des Betons siehe Belongute		Flugaschezement	1983/ 79 ff.	Frost-Tausalz- Widerstand	1962/150 ff. 1963/ 95 f. 1965/ 73 ff. 161 ff. 185 ff. 1966/ 26 ff. 75 ff. 1967/ 81 1968/ 95 f. 1971/115 f. 1972/191 f. 1976/165 1977/ 55 ff. 157 ff. 1983/101 ff. 1991/189 208 f. 1994/ 33 ff. 174 1997/ 97 ff. 2000/ 22 2003/ 68 (siehe auch Frostwiderstand)
Festigkeitsvergleich	1962/123 ff.	Flüssiggasbehälter	1970/ 57 ff. 1981/ 18 f.	– Prüfverfahren	1977/ 60 ff. 1994/ 37 f. 2000/ 85 ff.
Festigkeitsverhältnis	1963/ 78 ff. 1964/ 87 ff. 166 1965/ 55 1968/ 71 f. 1970/124 ff. 1981/114 f. 1991/ 68	Fördern des Betons	1962/177 ff. 1965/144 ff. 1966/188 f. 1972/109 194	Frosttauwechsel-Prüfung	1962/ 93 ff. 1963/ 92 f. 1965/171 ff. 209 ff. 1976/ 80 ff. 1977/ 60 ff. 1994/ 37 f.
Feuchtigkeitseinfluss	1981/ 25 ff. 141 ff. 1988/199 f. 220 f. 1994/216	Formänderungen	1970/ 65 ff. 1971/ 33 ff. 123 ff. 1974/ 47 ff. 1976/158 ff. 1977/ 17 ff. 29 ff. 1978/ 34 ff. 1979/ 38 f. 1981/ 22 ff. 111 ff. 1983/158 f. 1985/ 89 ff. 1991/ 57 ff. 1994/181 ff. 1997/122 ff. 140 2003/ 36 139 174 f. (siehe auch Alkalireaktion, Elastizitätsmodul, Frost- dehnung, Kriechen, Quellen, Querdehnung, Schwin- den, Wärmedehnung)	Frostwiderstand	1960/ 9 ff. 118 ff. 1961/268 f. 1962/ 97 ff. 1963/ 87 ff. 127 1964/175 f. 1965/185 ff. 1966/ 26 ff. 1967/ 81 1968/ 95 f. 1970/ 89 ff. 1971/115 f. 1972/ 38 ff. 191 f. 1976/ 79 ff. 164 f. 1977/ 56 ff. 1979/ 62 ff. 1983/ 30 1988/184 f. 1991/146 f. 165 172 f. 206 f. 1994/ 33 ff. 174 2000/ 21 2003/ 55 (siehe auch Frost-Tausalz-Widerstand)
Feuchtigkeitsgehalt siehe Ausgleichsfeuchte und Eigenfeuchte		Formsteine	1960/ 25 f. 1961/ 49 ff. 1963/173 ff.	– Prüfverfahren	2000/ 85 ff.
Feuerbeständigkeit	1962/ 79 ff. 1964/176 1965/111 1969/ 21 ff. 35 f. 1976/168 1978/ 71 ff.	Formsteinringe	1961/ 72 ff.	Frühfestigkeit	siehe Festigkeitsentwicklung
Feuerbeton	1969/ 27 ff.	Formstein-Silo	1962/ 31 ff.		
Feuerungsbau	1969/ 21 ff. 35 f.	Fraktilen	siehe Statistik		
Feuerwiderstandsklasse	1978/ 74 ff.	Fremdüberwachung	1972/197		
FIP-Kongress 1970	1970/133 ff.	Frischbeton	2003/159		
Flachdach	1963/ 53 ff.	– Analyse	1977/105 ff. 1981/ 33 ff.		
Flechtenbewuchs	1972/117 ff.	– Recycling	2003/ 59 ff.		
Fließbeton	1974/ 21 ff. 143 ff. 1977/ 87 f. 149 ff. 1983/113 ff.	– Temperatur	2003/ 95 f.		
Fließestrich	1991/ 21 ff.	Frostbeständigkeit	siehe Frostwiderstand		
Fließmittel	siehe Zusatzmittel	Frostdehnung	1960/119 1961/191 1962/164 1976/166		
Fließverhalten von Zementleim	1973/ 26 ff. 1976/123 ff.				
Flotationsverfahren	1981/ 40 ff.				

frühhochfester Beton mit Fließmittel	1977/149 ff. 1983/113 ff.	Gestaltseinfluss (Forts.)	1962/124 ff. 1963/ 75 ff. 1964/ 85 ff. 1971/129 ff. 156	Gesteinskörnung (bisher „Zuschlag“) (Forts.)	
Fugen (Massenbeton)	1968/170 ff.		1972/ 44 f. 1976/ 62 1991/ 68 f.	– für Feuerbeton	1969/ 27 35 f.
Fugenabstand	1963/ 56 f. 1964/ 26 f. 37 1968/173			– Frostwiderstand	1963/ 88 1976/ 79 ff. 142 1979/ 63 ff. 1983/ 30
Fugenausbildung	1973/132 ff. 1981/ 56 ff.	Gesteinskörnung (bisher „Zuschlag“)	1962/155 f. 1963/ 66 88 92 f. 111 ff. 1964/ 75 f. 1965/133 ff. 143 199 1966/ 89 ff. 140 1967/ 29 f. 1968/ 69 91 1972/175 ff. 1975/ 92 ff. 1976/141 ff. 1978/138 ff. 1979/ 68 ff. 1983/ 17 ff. 84 ff. 95 ff. 1985/ 42 ff. 122	– kristallwasserhaltige	1971/ 25 ff. 1975/ 21
Füller	1983/ 64 ff. 1988/175 ff.			– Lagerstätten	1983/ 95 ff. 1997/117 ff. 133 ff.
Füllungsgrad	1978/ 60 ff.			– leichte	1960/ 59 127 1964/140 f. 150 ff. 1965/ 38 ff. 101 ff. 1967/ 57 1974/ 95 111 ff. 121 ff. 133 ff. 1976/143
Gärfuttersilos	1961/215 ff. 1962/ 23 ff.			– schwere	1961/101 f. 125 1976/142
Gasbeton (Porenbeton)	1964/111	– Alkali-Carbonat-Reaktion	1963/111 1979/100 ff. 1997/145 ff.	– Wassergehalt	1975/ 21 ff. 2003/ 50
Gasemission von Ausgangsstoffen	2000/123 ff.	– Alkali-Silicat-Reaktion	1963/111 1964/116 f. 1973/101 ff. 153 ff. 1974/ 71 ff. 1976/142 1979/ 96 ff. 1988/ 58 ff. 1997/109 ff. 117 ff. 133 ff.	– Zement-Zuschlag-Reaktion	1979/ 99 f.
gasdichter Beton	1961/107 1962/ 24 f. 1976/163 f.			Gipsgehalt	1961/265
– Permeabilität	1988/ 37 ff. 81 ff. 185 f. 1991/127 ff. 1994/ 62 96 1997/103 2003/199			Gleitbeiwert	1967/122 ff.
– Diffusion	1988/ 43 ff. 1994/ 63			Griffigkeit	1967/121 ff. 1979/ 80 ff.
– Prüfverfahren	1988/ 38 f. 82 1991/130 ff. (siehe auch dichter Beton)			Größtkorn	siehe Kornzusammensetzung
Gefrierpunkt	1962/161 1970/ 60 f. 1981/ 21 f.	– aus Altbeton	1983/ 17 ff. 2003/ 47 ff.	Grubenausbau	1960/ 26 f. 1961/ 49 ff. 1962/ 82 188 1965/129 ff. 1970/ 23 ff.
Gefrierverfahren (Tiefbau)	1962/142	– aus Reststoffen	1994/102 2003/ 29 ff.	– Richtlinien	1965/155 ff.
Gefügeschädigung	1997/109 ff. 121 f. 136 f. 2000/116 f.	– Ausnutzbarkeit	1983/ 95 ff.	Gründungen	1962/142 f.
Gefügespannungen	1960/ 75 ff. 1967/ 53 ff. 1972/135 ff. (siehe auch Schwindspannungen und Temperaturspannungen)	– Betonsplitt	1983/ 17 ff.	grüner Beton	1971/151 ff. 1973/ 67 ff.
Gehwegplatten	1965/161 ff. 208 f. 1966/ 49	– Eigenfeuchte	1966/ 89 ff. 1974/ 91 ff. 137 1976/146	Güteklassen	siehe Betongüte bzw. Zementnormenfestigkeit
Gelporen	siehe Porenraum	– Einfluss des Größtkorns	1971/139 ff. 1978/134 ff.	Güteprüfung	1961/273 ff. 1962/ 83 113 1968/100
Gestaltseinfluss	1961/ 53 ff. 219 f. 294 f.	– elastische Eigenschaften	1970/151 1983/ 23 ff. 1994/207		

Güteprüfung (Forts.)	1969/ 93 ff. 1971/ 65 ff. 1972/111 f. 195 ff. 1973/150 f. 1997/ 21 2003/ 7	Hydratationswärme (Forts.)	1994/115 ff. 187 ff. 2000/ 61 ff. 73 2003/ 79 160	keramischer Stabilisator	1969/ 27 f.
Haftfestigkeit	1962/ 76 1964/118 176 f. 1967/ 66 2000/120 f.	– Messverfahren	1970/185 ff. 1971/ 86 1994/125 ff.	Kernfeuchte	siehe Eigenfeuchte
Haftmittel	1979/106	hydraulische Erhärtung	1983/ 63	Kernreaktor	siehe Reaktorbau
Haufwerksporigkeit	2000/112 ff.	hydraulischer Radius	1961/208	Kleben	1962/ 77 1963/122
Härte	1983/ 41 ff.	Hydrophobierung	1975/118 ff.	Klinkerphasen	1961/ 44 1981/152 ff. 1983/ 63 172 2003/ 79 ff.
Häufigkeitsverteilung	siehe Statistik	ideal-elastischer Stoff	1978/ 34 ff.	Kochbehandlung	1961/274 ff.
heißer Zement	1961/132 f.	Imprägnieren	1965/ 73 ff. 181 204 ff.	Kochversuch	1968/ 30 1971/ 77 f.
heißes Anmachwasser	1963/153 ff.	Inhibitor	1969/ 64	Kolloidzement	1961/177
Hitzewiderstand	1972/192	Injektionen	siehe Auspressen	Kondenswasser	1962/ 39 ff. 1963/ 54 f.
hochfester Beton	2003/157 ff.	Innenrüttler	1960/124 1962/ 87 ff.	Konsistenz	1961/113 242 ff. 1962/169 f. 181 1963/ 21 ff. 158 ff. 165 1964/102 f. 114 156 ff. 207 ff. 1965/138 f. 1966/ 28 90 1968/ 94 1971/155 ff. 1972/108 188 f. 1974/ 21 ff. 144 ff. 1976/148 1978/122 ff. 1981/112 145 ff. 1983/113 ff. 1985/ 17 ff. 97 ff. 117 ff. 131 ff. 144 1988/175 ff. 1991/178 202 f. 1997/ 57 f. 61 72 ff. 2000/ 42 f. 2003/ 66 99 103 119 f.
Hochleistungsbeton		innere Oberfläche	1961/208		
– Säurewiderstand	2003/185 f.	Instandsetzung	siehe Ausbesserungen		
Hochofenzement	1971/ 60 f. 1981/ 91 ff. 1983/ 75 ff. 2003/185	ISO-Normung	1979/ 44 ff.		
Hüttenbims	1960/127 1965/ 38 ff.	junger Beton	1971/151 ff. 1973/ 67 ff.		
Hüttensand	1971/ 60 1983/ 64 ff. 2003/133 ff. 150	Kälteschock	1970/ 70 f. 1981/ 24 ff.		
Hydratation	1960/ 29 f. 109 1961/ 44 201 ff. 1962/ 24 1963/ 47 1966/148 1967/ 37 f. 1969/ 67 ff. 1976/107 ff. 150 ff. 1981/152 ff. 1983/ 63 ff. 173 ff. 1988/200 ff. 1994/116 f. 2003/ 71 ff.	Kalkfahnen	siehe Ausblühungen		
		Kalkgehalt	1960/ 83 1961/ 44 f. 1962/147 ff. 1967/ 27 ff. 1983/ 64 ff.		
		Kalkhydrat	1962/105		
		Kalkstein	1962/155 f. 1983/ 82 ff. 1985/ 43 f. 1991/171 ff. 195 f.		
		Kalorimetrie	1970/181 ff. 1994/125 ff. 2000/ 61 ff.		
		Kaltwasser-Versuch	1968/ 30 1971/ 80		
Hydratationswärme	1961/ 99 f. 131 1964/ 30 ff. 1968/ 30 1970/179 ff. 1971/ 85 ff. 1988/221 f.	Kanaldichtung	1978/ 22	– Prüfverfahren	1985/ 17 ff. 1991/ 43 ff. 2000/ 44 2003/107 f.
		Kapillarporen	siehe Porenraum		
		Kavitationswiderstand	1969/115 ff.		
		Kelly-Vail-Verfahren	1981/ 36 f.		

Konsistenz (Forts.)		Korrosionsschutz (Forts.)		Leichtbeton (Forts.)	
– Vorhaltemaß	1985/120 144	– Chloridgehalt (Forts.)	1978/100 ff. 1979/ 89 ff. 2000/145 ff.		1964/107 ff. 127 ff. 1965/ 35 ff. 99 ff. 1967/ 57 ff. 1974/111 ff. 121 ff. 133 ff. 1976/143 f.
Konstruktions- Leichtbeton	1964/127 ff. 1965/ 35 ff. 99 ff. 1967/ 57 ff. 1974/111 ff. 121 ff. 133 ff. 1976/143 1991/ 57 ff. (siehe auch Leichtbeton)	– Metall in Beton	1979/ 85 ff.		(siehe auch Konstruktions-Leichtbeton)
		– Ursachen von Korrosion	1963/106 ff. 1969/ 57 ff. 1979/ 84 ff. 1997/ 79 2000/145 ff.	– Anwendungsgebiete	1964/133 ff.
		Kraftableitung	1967/ 53 ff. 1971/ 35 f. 123 ff. 1972/135 ff. 1976/152 f. 1978/ 31 ff. 1979/ 34	– Bemessung	1964/142 177 ff. 1991/ 57 ff.
Kontaktzone	1972/145 ff. 1978/ 47 ff. 1979/ 34 1983/ 51 ff.			– Eigenschaften	1960/130 ff. 1964/160 ff. 1965/ 53 ff. 106 ff. 1967/ 59 ff. 1974/123 ff.
Kornzusammensetzung	1960/112 1961/102 108 f. 139 f. 1962/168 1963/ 67 f. 1964/ 29 f. 75 f. 113 ff. 156 1965/ 47 106 134 178 200 ff. 1968/ 92 f. 1970/158 f. 1971/139 ff. 1972/175 ff. 1974/163 ff. 1976/142 1978/134 ff. 1981/ 47 1983/ 62 97 ff. 116 f.	Krafteinleitung	siehe Lasteinleitung	– Eignungsprüfung	1974/126 ff.
		Kriechen	1960/ 80 f. 1964/ 23 169 ff. 1965/ 58 ff. 108 f. 1970/ 67 1971/ 29 1976/158 ff. 1977/ 17 ff. 29 ff. 1981/122 ff. 1983/ 26 ff. 142 ff. 2003/ 55	– Erzeugung in den USA	1964/132 f.
		kritische Beanspruchung	1971/ 40 ff. 1976/154	– Kraftfluss	1967/ 53 ff. 1971/ 35 f. 123 ff. 1972/143 ff.
		Kühlen des Betons	1964/ 38 ff.	– Kriechen	1974/ 91 ff.
		Labormischer	1978/ 57 ff.	– Merkblätter	1974/111 ff.
		Lagerungseinfluss	1961/ 27 ff. 134 1962/124 ff. 1963/ 69 ff. 1964/ 78 ff. 1965/150 1966/128 ff. 166 1968/120 ff. 1970/114 ff. 1975/128 ff. 1994/119 f. (siehe auch Nachbehandlung)	– Mischungsaufbau	1964/153 ff. 1965/104 ff. 1967/ 61 f. 1974/112 ff. 122 ff. 134 ff. 1976/139 ff.
Körperschalldämmung	1976/ 26 ff.			– Normung in den USA	1964/140 ff.
Korrosionsschutz	1960/ 83 ff. 114 ff. 1961/138 1962/108 1963/106 ff. 1964/119 f. 177 1965/110 1966/ 44 ff. 1967/ 36 ff. 1968/ 46 98 1969/ 57 ff. 1970/ 36 ff. 1972/ 47 f. 125 ff. 189 f. 1978/100 ff. 1979/ 56 ff. 83 ff.	Lasteinleitung	1963/ 73 1964/ 63 80 ff. 1971/ 38 123 ff.	– Schwinden	1974/ 91 ff.
		Lastkollektiv	1981/133 ff.	– Spannbeton	1964/179 f.
– Chloridgehalt	1970/ 36 f.	Le-Chatelier-Versuch	1971/ 78 f.	– Wirtschaftlichkeit	1964/138 ff.
		Leichtbeton	1960/ 59 ff. 127 ff.	– Zuschlag	siehe Gesteinskörnung, leichte
				Leitfähigkeit, elektrische	1994/ 11 ff. 1997/ 84 ff.
				Liegezeit	1979/ 19 ff.
				Lösungsgeschwindig- keit, spezifisch	1988/123 ff. 145 f.
				LP-Beton	siehe Frost-Tausalz-Widerstand
				LP-Zement	1962/131 1964/106
				luftelektrische Felder	1975/143 ff. 1978/157 ff.
				Luftgehalt (LP-Gehalt)	1960/ 9 ff.

Luftgehalt (LP-Gehalt) (Forts.)	118 130 1961/245 ff. 1962/101 ff. 136 159 ff. 1963/ 69 89 f. 127 f. 1964/105 ff. 1965/ 73 181 190 ff. 1966/ 27 ff. 76 f. 1968/ 96 1971/113 ff. 1972/192 1973/ 95 ff. 1976/138 1977/ 59 ff. 1979/ 67 f. 1981/170 1983/136 1994/ 46 f. 1997/ 93 ff. 2003/ 94 99	Massenbeton (Forts.)	99 f. 117 ff. 1964/ 21 ff. 1968/145 ff.	Mischen (Forts.)	1978/ 57 ff. 1981/ 63 f. 1985/124 144 f.
		Meerwasserbauten	1963/102 1966/ 39 ff. 1967/ 31 f. 1968/ 33 ff.	Mischergröße	1978/ 63 ff.
		Meerwasserentsalzungs- anlagen	1978/ 93 ff.	Mischungsentwurf <small>siehe Betonzusammensetzung bzw. Stoffraumrech- nung</small>	
		Mehlkorn	1960/101 ff. 1964/113 ff. 1968/ 94 1972/113 ff. 181 f. 1973/ 87 f. 1975/116 1983/ 97 ff. 1988/175 ff. 1997/ 58 f. <small>(siehe auch Kornzusammensetzung)</small>	Mischzeit	1963/ 61 ff. 1964/159 1976/147 1981/160 f. 1985/144 f. 2003/ 94 99
		Merkblätter <small>(siehe auch Richtlinien)</small>		Model Code	1979/ 52 ff.
– Messverfahren	1962/171 1963/128 ff. 1966/ 82 f. 1975/ 51 f. 1977/ 60 ff. 1979/ 68	– Anstriche	1974/157 ff.	NA-Zement	1973/110 ff. 161 ff. 1974/ 76 ff. 1997/118 2003/133 ff.
		– Anstriche auf Beton von Wasser-Sammel- anlagen	1981/ 51 ff.	Nachbehandlung	1960/ 23 f. 1961/124 1962/ 35 60 124 ff. 1963/ 69 ff. 103 f. 122 1964/ 78 159 f. 1965/150 f. 204 1966/128 ff. 166 1968/113 ff. 1970/ 99 ff. 1973/ 90 f. 1974/141 1976/149 1988/ 84 f. 1991/129 209 <small>(siehe auch Oberflächenbehandlung)</small>
Luftporenbildung	1961/245 f. 1962/168 1965/194 ff.	– Bodenverfestigung im Wasserbau	1978/ 17 ff.	Nacherhärtung	<small>siehe Festigkeitsentwicklung</small>
Luftporen-Kennwerte	1960/119 f. 1962/ 94 ff. 163 1965/191 1966/ 75 ff. 1970/ 89 ff. 1971/113 ff. 1975/ 40 ff. 1977/ 58 ff. 1981/169 ff. 1994/ 47 1997/ 89	– Dampfmischen	1974/151 ff.	Nachhaltigkeit	2003/ 29 ff.
– Berechnung	1981/177 ff.	– Deckwerksteine	1967/143 ff.	Nachmischen	1963/ 38 44 1979/ 23 f.
– Messverfahren	1981/173 ff.	– Hydratationswärme	1970/179 ff.	Nachverdichten	1960/117 125 1961/262 1971/109 ff. 1981/ 66 ff.
Luftschalldämmung	1976/ 18 ff.	– Leichtbeton und Stahlleichtbeton I	1974/111 ff.	Neutronenstreuung	1981/ 36
Mahlfeinheit	1961/181 ff. 1968/ 29 1971/ 81 ff. 1976/ 68 116 f. 1983/ 66 ff. 1997/ 75	– Leichtbeton und Stahlleichtbeton II	1974/121 ff.	Newtonsches Fließgesetz	1972/ 53 1973/ 23 ff. 1976/124 ff.
Maracaibo-Brücke	1962/143 f. 1964/199	– Leichtbeton und Stahlleichtbeton III	1974/133 ff.	Normalverteilung	<small>siehe Statistik</small>
Maßeinheiten	1978/105 ff.	– Öleinwirkungen	1966/169 ff.		
Massenbeton	1961/ 89 f.	– Schutzüberzüge	1973/125 ff.		
		– Spaltenböden	1966/ 69 ff.		
		– Wärmebehandlung	1967/ 35 ff.		
		– Zementeinpressungen	1970/ 21 ff.		
		MgO-Gehalt	1971/ 80		
		Mikrohärteprüfung	1983/ 41 ff.		
		Mischbinder	1960/103		
		Mischen	1963/ 35 44 ff. 1972/194 1974/151 ff. 1976/147 f.		

Normen	siehe Baunormen	Porenraum (Forts.)	1983/ 47 66	RAM-Verfahren	1981/ 38 ff.
Normenfestigkeit	siehe Zementnormenfestigkeit		1988/ 53 f. 79	Raumbeständigkeit	1962/153 1968/ 30 1971/ 76 ff.
Normenmörtel	1962/132 1968/ 25 1969/ 53 1971/ 65 ff.		1991/127 ff. 1994/ 63 2003/200	Raumgewicht	siehe Rohdichte
Oberflächenbehandlung	1961/267 1963/ 94 f. 103 ff. 1967/ 99 ff. 1973/127 f. 1974/158 f. 1981/ 52 f. (siehe auch Anstriche, Beschichten, Imprägnieren)	Porenwasser	1981/ 21 ff. 1994/101 1997/ 39 2003/ 81 148	Reaktorbeton	siehe Strahlenschutzbeton
Oberflächenfeuchte	siehe Eigenfeuchte	Portlandzementklinker	1961/ 44 1971/ 60 1981/152 ff. 1983/ 63 ff. 172	Recycling	1988/144 159 ff. 1994/102 f. 2003/ 29 ff. 47 ff.
Oberflächentextur	1967/121 ff.	Portlandkalksteinzement	2000/ 15 ff. 2003/174	Regelkonsistenz	1985/120
Ocratieren	1962/ 29 1967/ 99	Probenzahl	siehe Statistik	Reife	1961/ 10 ff. 1963/172
Ökobilanz	2000/141 f.	Prüfkörperabmessungen	siehe Gestaltungseinfluss	Relaxation	1971/169 ff. 2000/ 65 f.
Öleinwirkung	1963/ 98 f. 1966/169 ff. 1967/ 22 1968/130	Prüfmaschinen- Umstellung	1978/116 ff.	Restfestigkeit	1981/ 26 f.
Passivierung	1969/ 60 1972/127	Prüfstellen	1972/197 f. 1997/ 21	Restwasser	2000/ 49 ff. 2003/ 59 ff.
Permeabilität	1988/ 37 ff. 81 ff. 1994/ 62 105 177	Pumpbeton	siehe Fördern des Betons	Rheologie von Zement- leim und Frischbeton	1973/ 21 ff. 1974/ 24 ff. 1976/123 ff. 1985/132 ff. 1997/ 33 45 61 ff. 2000/ 39 ff. 2003/104 115 126 f.
Pfähle	siehe Betonpfähle	Puzzolan	1964/113 1983/ 64	Richtlinien	(siehe auch Merkblätter)
Pfahlgründung	1962/143	Puzzolanzusatz	1960/101 ff. 1964/ 31 f. 113 ff. 1979/ 74 2003/150	– Alkalireaktion	1974/ 71 ff.
pH-Wert	1960/ 86 1962/147 ff. 1967/ 36 1969/ 57 1972/126 f.	PVC-Brände	1970/ 33 ff.	– Fließbeton	1974/143 ff.
Phasenneubildungen	1988/207 ff. 218 227 1994/ 82	Qualitätsmanagement	1997/ 21	– Gärfuttersilos	1962/ 33 ff.
Pilzbewuchs	1972/117 ff.	Quarzsand	1983/ 84 ff.	– Grubenausbau	1965/155 ff.
Polymerbeton	1976/164	Quellen	1964/111 f. 1971/ 80 2000/ 93 ff.	– Spritzbeton	1966/177 ff.
Porenraum	1960/109 ff. 1961/201 ff. 1962/ 24 161 ff. 1963/ 87 1965/190 1966/148 1967/ 77 1969/ 68 ff. 1975/106 ff. 1976/109 ff. 150	Quellzement	1964/109 ff. 1965/ 21 f. 1976/140	– Wirksamkeitsprüfung von Zusatzmitteln	1975/ 47 ff.
		Querdehnung	1964/169 1968/ 73 ff. 1971/ 39 ff. 123 ff. 1972/151 ff. 1978/ 49 f. 1979/ 39 1985/110 f.	RILEM-Empfehlungen	1979/ 48 ff.
		radioaktive Strahlen	1961/ 96	Risse	1960/ 23 79 1961/ 99 133 f. 1963/106 1964/ 21 ff. 1966/ 44 ff. 1968/161 ff. 1970/ 83 ff. 1971/ 40 ff. 1972/137 ff. 1973/ 67 ff. 1976/161 f. 1978/ 45 ff.
		Rammpfähle	siehe Betonpfähle		

Risse (Forts.)	1979/ 13 ff. 1988/202 f. 1988/217 226 1994/181 ff. 1997/109 ff. 136 f. 2000/ 61 ff. 73 ff. 93 2003/165	Schnellprüfverfahren	1981/ 34 ff.	Silicastaub	2003/125 ff. 152 185
Rissüberbrückung	1962/ 77 1963/121	Schnellzement	1976/119 f. 140	Silos	1961/215 ff. 1962/ 23 ff. 33
Rohdichte	1960/ 62 f. 127 ff. 1961/106 f. 1964/155 160 ff. 208 f. 1965/ 36 f. 106 1971/ 24 f. 1976/139	Schrumpfen	1961/133 1973/ 67 ff. 1976/161 f. 1979/ 13 ff. 1983/ 99 ff.	Sinterbirns	1965/ 39 ff.
Rohrinnenkühlung	1964/ 41 ff.	Schubfestigkeit	1964/167 1965/110	Spaltenböden	1966/ 57 ff. 69 ff.
Rostschutz	siehe Korrosionsschutz	Schutzüberzüge	siehe Belonschutz	Spaltrisse	1961/ 99 1964/ 25 f. 1968/146 ff.
Rüttelflasche	1960/124 1962/ 87 ff.	– Merkblatt	1973/125 ff.	Spaltzugfestigkeit	1963/ 61 f. 79 f. 1964/ 59 ff. 166 f. 1970/103 ff. 1981/114 1983/137 ff. 158 1985/108
Rütteltisch	1960/ 60 65 ff.	Schwermetalle	1988/143 ff. 173 f.	– Einflussgrößen	1964/ 73 ff.
Säureangriff	siehe chem. Widerstandsfähigkeit	Schwinden	1960/ 73 ff. 134 1961/235 ff. 1963/ 24 1964/172 f. 1965/ 56 ff. 108 f. 1967/ 40 f. 1969/ 24 f. 35 f. 1970/127 ff. 1971/169 1976/161 1977/ 42 1983/ 27 ff. 140 ff. 1994/186 2000/ 93 ff. 2003/ 55 68 159	– Prüfverfahren	1964/ 66 f. 80 ff.
Schachtausbau	1960/ 25 1962/ 81 177 ff. 1963/173 f. 1970/ 23 ff.	Schwindspannungen	1960/ 73 ff. 1961/134 237 ff.	– bei tiefen Temperaturen	1970/ 62 ff.
Schadstoffe, organische	1994/106 2000/123 ff.	Schwingungen	1981/ 62 ff. 130 ff.	Spannbetonstraße	1961/232 1965/ 21 ff.
Schalensrisse	1961/ 99 1964/ 24 1968/161 f.	Selbstverdichtender Beton	2000/ 39 ff. 2003/103 ff. 113 ff.	Spannungs-Dehnungs- Linien	1974/ 48 1978/ 37 ff. 1979/ 38 1981/ 22 ff. 1983/158 f. 1985/108 ff. 1991/ 57 ff. 1994/188 f.
Schallschutz	1976/ 17 ff.	– Prüfung	2003/106 f. 115	Spannungsrissskorrosion	1969/ 58 f.
Schalung	1962/ 30 55 f.	– Zusammensetzung	2003/122	Spannungsverteilung	1970/ 83 ff. 1972/135 ff. 1981/138 ff.
Schaumbeton	1964/108	Sekundärstoff	1988/143 ff. 159 ff.	spezifische Oberfläche	siehe Mahlfineinheit
Scheinfugen (Massenbeton)	1968/171	Setzmaß (Slump)	1985/ 18 ff. (siehe auch Konsistenz)	Spritzbeton	1966/177 ff. 1971/ 99 1973/139 ff. 1983/155 ff. 1994/183
Schieferton	1964/143 ff.	Sieblinien	1961/139 f. 1968/ 92 f. 1972/176 ff. 1976/141 1983/105 ff. (siehe auch Kornzusammensetzung)	Spritzmörtel	1963/119 ff. 1966/177 ff.
Schildvortrieb	1962/145	SI-Einheiten	1978/105 ff.	Spundwände	1962/ 72
Schlagfestigkeit	1962/144 1968/ 49 ff. 1979/ 36 ff. 1981/101 ff. 1983/158			Stahlfaserbeton	1985/ 73 ff.
Schlammverfestigung mit Zement	1979/113 ff.			Stahlfaserspritzbeton	1983/155 ff.
				Stahlleichtbeton	siehe Konstruktions-Leichtbeton

Standardabweichung	siehe Statistik	Tausalz (Forts.)	1965/189 f.	Trockendocks	1962/144
Standspuren	1962/166	Tausalzwiderstand		Trocknungsrisse	1973/ 76 ff.
Startbahnen	1961/231	<small>siehe Frost-Tausalz-Widerstand</small>		Tunnelbau	1962/145 1964/ 51 f. 1994/181 ff. 2000/ 73 ff.
Statistik	1960/ 91 ff. 1964/188 ff. 1969/ 85 ff. 1997/ 25 f.	Tauwasser	<small>siehe Kondenswasser</small>	Überdeckung	<small>siehe Korrosionsschutz</small>
Stauraumdichtung	1962/ 63 ff. 141 1973/ 41 ff.	Tellermischer	1978/ 60	Uferbefestigung	1962/ 63 ff. 67 ff. 1967/143 ff. 1968/ 33 ff. 1971/ 89 ff. 1978/ 20 ff.
Steife	<small>siehe Konsistenz</small>	Temperaturbean- spruchungen	1970/ 57 ff. 1981/ 19 ff. 141 ff. <small>(siehe auch Frostdehnung und Wärmedehnung)</small>	Ultraschall-Prüfung	1994/ 39
Stoffraumrechnung	1960/109 f. 1961/105 ff. 1963/130 ff. 1965/139 f. 1976/137	Temperatureinfluss	<small>siehe Belontemperatur</small>	Umrechnung von Festigkeiten	<small>siehe Festigkeitsvergleich und Festigkeitsverhältnis</small>
Strahlenschutzbeton	1961/ 91 ff. 299 ff. 1964/ 47 ff. 1971/ 21 ff. 1975/ 17 ff. 1976/ 31 ff. 168	Temperaturspannungen	1961/ 99 120 134 211 1962/107 161 1964/ 22 ff. 1967/ 39 f. 47 1968/146 ff. 1970/ 82 ff. 1973/ 72 ff. 1981/ 25 ff. 141 ff. 1994/187 f. <small>(siehe auch Wärmedehnung)</small>	Umweltschutz	1988/143 ff. 159 ff. 1991/107 ff. 1994/ 53 ff. 89 ff. 151 ff. 213 ff. 2000/135 ff.
– Zusätze	1961/105	Tetrapoden	1962/ 72	Unterwasserbeton	1966/187 ff. 1972/192
Straßenbau	1961/221 ff. 2000/ 93 111	Ton(schiefer)	1964/143 ff.	Vakuumbeton	1976/139
– hydraulisch geb. Tragschicht	1988/155 159 ff. 1944/ 11 ff. 102 ff.	Tragverhalten	1972/135 ff. 1978/ 31 ff. 1981/138 ff.	Variationskoeffizient	<small>siehe Statistik</small>
Straßenbeton	1960/ 23 1961/226 f. 1962/127 159 ff. 1965/ 25 ff. 73 ff. 162 f. 201 ff. 1966/ 26 ff. 75 ff. 1967/121 ff. 1973/ 73 ff. 1977/149 ff. 1979/ 81 f. 2000/ 93 ff. 2003/ 87 ff.	Transportbeton	1962/ 9 ff. 109 ff. 117 1963/ 21 ff. 1964/219 ff. 1965/113 ff. 144 1968/ 90 1972/188 1974/138 f. 1985/124 f. 2003/103 ff.	Vebe-Zeit	1985/ 18 ff. <small>(siehe auch Konsistenz)</small>
– Dränbeton	2000/111 ff.	Trass	1960/101 ff. 1971/ 60 f. 1983/ 64 ff.	Verankerungskörper	1964/ 53
Streckenausbau	<small>siehe Grubenausbau</small>	Trasszement	1960/102 1971/ 60 ff. 1983/ 77 ff.	Verarbeitbarkeit	<small>siehe Konsistenz</small>
Suevit-Trass-Zement	1960/102	Trasszusatz	1960/101 ff.	Verdichten	1960/ 59 ff. 65 ff. 122 ff. 1962/ 83 ff. 1964/159 207 ff. 1965/148 ff. 1971/155 ff. 1976/149
Sulfatträger	<small>siehe Erstarren</small>	Treiben	1962/153 1968/ 30 1971/ 80 ff.	Verdichtungsmaß	1964/207 ff. 1985/ 18 ff. <small>(siehe auch Konsistenz)</small>
Sulfatwiderstand	<small>siehe chemische Widerstandsfähigkeit</small>	Trinkwasserbehälter	2003/191 ff.	Verflüssiger	<small>siehe Zusatzmittel</small>
Synchrotronbau	1961/301	Trittschalldämmung	1976/ 26 f.	Verformungen	<small>siehe Formänderungen</small>
Tausalz	1962/161 ff.			Verformungs- charakteristik	1970/ 65 ff. 1974/ 48 ff. 1978/ 34 ff. 1979/ 38 1981/ 22 ff. 1983/156 ff. 1991/ 57 ff.

Verformungsgeschwindigkeit	1971/ 46 f. (siehe auch Belastungsgeschwindigkeit)	Wassergehalt	1962/169 f. 181 1964/156 ff. 208 ff. 1965/139 1966/ 90 1971/155 ff. 1973/ 87 ff. 1974/153 1975/ 17 ff. 107 ff. 1976/138 ff. 1978/121 ff. (siehe auch Betonzusammensetzung und Konsistenz)	Zeitfestigkeit	1981/135 f.
Verpressen	siehe Auspressen	– Prüfung	1977/106 ff. 1981/ 36 f.	Zement	
Verschleißwiderstand	siehe Abnutzwiderstand	Wasserrückhaltevermögen	1973/ 67 ff. 1979/ 16 ff.	– Alter	1961/190 196
Verzinkung	1969/ 63 1979/ 86	Wasserstoffversprödung	1969/ 59	– Alkaligehalt	1997/128 138 145 2003/133 ff.
Verzögerer	siehe Zusatzmittel	Wasserundurchlässigkeit	siehe dichter Beton	– amerikanischer	1962/131 1964/ 31 1966/ 21 ff.
Wärmebehandlung	1960/ 29 ff. 1961/273 ff. 1963/169 ff. 1964/163 ff. 1967/ 35 ff. 51 f. 1988/199 ff. 215 ff.	– Prüfverfahren	1966/146 f. 1988/ 50 ff.	– Auswahl	1962/105 1963/102 1964/ 32 1965/132 1966/ 21 ff. 125 ff. 161 ff. 1967/ 30 f. 1978/147 ff. 1981/ 91 ff. 164
Wärmedämmung	siehe Wärmeschutz	Wasserzementwert	siehe Betonzusammensetzung	– Bestandteile	1983/ 61 ff. 172 1988/ 68 f. 1994/ 21 f. 81 1997/ 10 ff. 2003/ 13 f.
Wärmedehnung	1960/132 f. 1961/210 f. 1962/106 f. 1964/174 1967/ 38 f. 1969/ 24 f. 35 f. 1970/ 67 1976/162	– Prüfung	1977/107 ff. 1981/ 35 ff.	– Eigenschaften	1997/ 13 ff.
Wärmeentwicklung	siehe Hydratationswärme	– wirksamer	1961/200 ff. 1962/136 170 1974/124	– Erstarrungsverhalten	1981/145 ff. 1983/169 ff. 1985/121 f. 131 ff. (siehe auch Erstarren)
Wärmeleitfähigkeit	1960/134 f. 1964/ 32 f. 174 1965/110 f. 1970/ 68 ff. 1974/125 1976/ 44 ff.	Wasserzementwert-Gesetz	1960/111 1962/129 f. 1963/ 64 f. 1964/ 73 f. 1965/140 1966/133 ff. 1967/ 67 1969/ 51 ff. 1970/165 ff. 1971/ 74 144 f. 1972/166 1976/137 1988/ 87 ff.	– Füller	1983/ 64 ff.
Wärmeschutz	1963/ 54 ff. 1976/ 39 ff. (siehe auch Wärmeleitfähigkeit)	Wasserzementwert-Tafeln	1972/165 ff.	– Granulometrie	1983/ 61 ff. 2000/ 25 ff.
Wasseranspruch	1965/135 ff. 1972/113 ff. 1978/121 ff. 1991/200	Wegebau	1961/227 ff.	– heißer	1961/132 f.
Wasseraufnahme	1960/116 1964/154 174 ff. 1965/180 f. 1975/113 ff. 1988/220 1991/206 1994/ 61	Widerlager	1964/ 53 1968/145 ff.	– Optimierung	1985/117 131 147
Wasserbau	1961/267 ff.	Winterbau	1963/153 1968/ 99	– Prüfverfahren	1971/ 57 ff. 1997/ 22 f.
Wasserbindung	1960/108 f. 1961/204 1962/105 1971/ 24 1975/ 19 ff. 1991/200 f.	Witterungsbeständigkeit	1972/ 33 ff. 1976/164 f. 1981/141 ff.	– Reaktivität	2000/ 25 ff.
Wasserdampfdiffusion	1975/112 f.	Wöhlerlinie	1981/130 ff.	– Sulfatgehalt	1971/ 80 f. 1981/155 f. 1988/205
				– Sulfatträger	1981/154 ff. 1983/171 ff. 1985/132 f. 1988/212
				– Temperatur	1961/132 f.
				– Zumahlstoffe	1983/ 82 ff.

Zement (Forts.)

- Zumahlstoffe (Forts.) 1991/174 f.
194 f.
2003/133 ff.

Zementanwendung 2003/ 12
23 f.

Zementarten 1971/ 61 ff.
1976/140
1981/ 91 ff.
1983/ 72 ff.
1991/171 ff.
193 ff.
1994/164
1997/ 8 f.
27
2000/ 12
15
2003/ 13 f.
133 ff.

(siehe auch Kolloidzement, LP-Zement, NA-Zement, Quellzement, Schnellzement, Suevit-Trass-Zement, Trasszement, Zementklinker sowie – unter chem. Widerstandsfähigkeit – Zemente mit hohem Sulfatwiderstand)

Zementeigenschaften 2003/ 11

Zementgehalt 1960/114 f.
1961/139
1963/146 ff.
1964/ 29 f.
74 f.
161 f.
1966/ 34 ff.
1968/ 88 f.
1971/ 73
142 f.
155
1978/143 ff.
1994/196 f.

(siehe auch Betonzusammensetzung)

– Prüfung 1977/106 ff.
1981/ 37 ff.
1994/ 11 ff.

Zementgemische 1961/271 f.
1964/ 99

Zement-Flugasche-
gemische 2003/171
174

Zementeinbindung 1988/143 ff.
172 f.
1994/ 89 ff.

Zementinjektionen siehe Auspressen

Zementklinker 1961/ 44
1971/ 60
1981/152 ff.
1983/ 63 ff.
172
2003/ 74

Zementleim 1961/200
1963/ 46 ff.
1985/132 ff.
1997/ 33
69

Zementleim (Forts.)

- Scherwiderstand 1997/ 51 ff.
2003/ 7 ff.
133 ff.

(siehe auch Rheologie von Zementleim und Frischbeton sowie Zementsuspension)

Zementnorm 1968/ 21 ff.
1971/ 55 ff.
1976/139 f.
1997/ 7 ff.
2000/ 7 ff.

Zementnormenfestigkeit 1960/111
1962/123 ff.
1963/146
1965/132
1966/125 f.
1967/ 70 f.
1968/ 25 ff.
1969/ 51 ff.
1970/165 ff.
1971/ 69 ff.
1997/ 13 f.
69
2003/ 10

Zementstein 1960/108 ff.
1961/199 ff.
1963/ 87 f.
1967/ 37 f.
66 ff.
1969/ 67 ff.
1976/107 ff.
150 f.
1983/ 61 ff.
1994/ 80
96 f.
1997/ 39 f.

– elastische Eigen-
schaften 1970/149 ff.
1978/ 42 ff.

– Erhärtungsgeschwin-
digkeit 1969/ 74 ff.
1976/114 ff.
1994/117

– Faserzusatz 1969/ 78 ff.
1974/ 45 ff.
1979/ 31 ff.

– Festigkeitsbildung 1961/201 ff.
1969/ 67 ff.
1976/108 ff.
1978/ 43 ff.
1981/154 ff.

– Festigkeitssteigerung
durch elektr. Verfahren 1969/135 ff.

– Formänderungen 1978/ 42 ff.

– Frosteinwirkung 1963/ 87 f.
1979/ 62 f.

– Gefüge 1983/ 61 ff.
170 ff.
1988/ 53
81 f.
149 f.
202 f.

Zementstein (Forts.)

- Gefüge (Forts.) 1991/107 ff.
1997/ 39 f.

– Korrosion 2003/192 f.

– Schichtdicke 1967/ 69
1968/ 68

– bei hohen
Temperaturen 1969/ 28 ff.
35
1975/ 23 ff.

– Tragverhalten 1978/ 42 ff.

– Wassergehalt 1975/ 19 ff.
107 ff.

– Wassertransport 1975/109 ff.

Zementsuspension 1961/177 ff.
1962/141
1970/ 21 ff.
1972/ 51 ff.
1973/ 21 ff.
1976/123 ff.
1994/ 18 f.

Zugabewasser siehe Anmachwasser

Zugfestigkeit 1962/106 f.
1963/ 60 f.
79 f.
1964/ 59 ff.
1970/ 99 ff.
1976/156
1981/114

(siehe auch Biegezugfestigkeit, Spaltzugfestigkeit)

Zumahlstoff 1983/ 82 ff.
1991/174 f.
195 f.

Zusatzmittel 1962/ 57
1964/ 87 ff.
1968/ 93
1972/179 f.
1975/ 33 ff.
1976/144 ff.
1979/ 13 ff.
1981/161 ff.
1983/169 ff.
1997/ 33 ff.
45 ff.
61 ff.
2000/ 40
127

– Beschleuniger 1964/ 99 ff.
1973/142 ff.
1975/ 44

– Dichtungsmittel 1964/117 f.
1975/ 42 f.
105 ff.
1977/ 64

– Einpresshilfen 1975/ 44 f.

– Fettalkohol 1979/ 24 ff.

Zusatzmittel (Forts.)

– Fließmittel	1974/ 32 ff. 1975/ 39 f. 1977/ 64 151 1979/ 17 ff. 1983/113 ff. 1985/122 f. 1991/ 21 ff. 1994/156 1997/ 61 94 f. 2003/ 91 ff. 125 ff.
– LP-Bildner	1960/ 9 ff. 118 1962/131 160 ff. 1964/104 ff. 1965/167 1975/ 40 ff. 1977/ 64 1991/204 1997/ 91 f. 2003/ 87 ff.
– Superverflüssiger	siehe Fließmittel
– Verflüssiger	1961/241 ff. 1964/102 ff.

Zusatzmittel (Forts.)

– Verflüssiger (Forts.)	1975/ 39 f. 1979/ 17 ff. 1985/122 f. 1991/204 1997/ 33 45 94 f.
– Verzögerer	1961/260 ff. 1964/102 ff. 1969/ 75 1975/ 43 f. 1979/ 17 ff. 1981/162 f. 1983/169 ff. 1985/122 f. 1991/204 2003/ 71 ff.
– Wirksamkeitsprüfung	1975/ 33 ff. 47 ff.
– Elution	1997/ 39 ff.
– Sorption	1997/ 37 ff.
– RR/UV-Spektroskopie	1997/ 34 ff.
Zusatzstoffe	1960/101 ff. 1964/ 97 ff.

Zusatzstoffe (Forts.)

	1968/ 93 f. 1969/ 27 f. 1972/180 f. 1976/145 f. 1981/161 ff. 1985/123 1988/175 ff. 1991/ 83 ff. 114 f. 157 ff. 1994/151 ff. 1997/ 69 ff. 2000/ 25 ff. 40 126 2003/125 ff. 150 f.
– organische	1994/166 2000/113 f.
Zuschlag	siehe Gesteinskörnung
Zwangzugspannungen	1994/181 2000/ 64 f. 76 f. 2003/164
Zwischenlagen	1960/ 27 1961/ 49 ff.