

Betontechnische Berichte Concrete Technology Reports



2016 - 2018

∨**dz**.

Betontechnische Berichte Concrete Technology Reports 2016–2018

Herausgeber: Dr. rer. nat. Martin Schneider



∨**dz**.

VDZ Postfach 30 10 63 D-40410 Düsseldorf Tannenstraße 2 D-40476 Düsseldorf VDZ P.O. Box 30 10 63 40410 Duesseldorf, Germany Tannenstrasse 2 40476 Duesseldorf, Germany

VLB-Meldung

VDZ gGmbH (Hrsg.) Betontechnische Berichte Concrete Technology Reports 2016–2018 Band 34 Düsseldorf: Verlag Bau+Technik GmbH, 2019

Fotonachweis Umschlag: Iller-Wasserkraftwerk AÜW, Kempten (Ausschnitt) Fotografin: Brigida Gonzáles

 by Verlag Bau+Technik GmbH Gesamtproduktion: Verlag Bau+Technik GmbH, Steinhof 39, 40699 Erkrath
 www.verlagbt.de

Inhaltsverzeichnis / Content

Vorwort Foreword	4 5
Wiederverwendung von Restwasser in der Herstellung von Luftporen- und hochfesten Betonen	7
Re-use of recycled water in the production of air-entrained and high strength concretes	
Christoph Müller, Sebastian Palm, Düsseldorf, Christian Pierre, Gunther Mosselmans, Brüssel, Martin Peyerl, Gerald Maier, Wien	
Leistungsfähigkeit klinkereffizienter Zemente mit Hüttensand und Kalkstein Performance of clinker-efficient cements containing granulated blastfurnace slag and limestone	17
Winfried Neufert, Ines Reuken, Erwitte, Christoph Müller, Sebastian Palm, Düsseldorf, Carl-Alexander Graubner, Tilo Proske, Moien Rezvani, Darmstadt	
Einfluss der chemischen und physikalischen Eigenschaften von Zementstein auf das Trocknungsverhalten von Zementestrich und das Abplatzverhalten von Beton im Brandfall, Teil 1	29
Influence of the chemical and physical properties of hardened cement paste on the drying behaviour of cement screed and the spalling behaviour of concrete in the case of fire, part 1	
Jochen Reiners, Christoph Müller, Düsseldorf	
Einfluss der chemischen und physikalischen Eigenschaften von Zementstein auf das Trocknungsverhalten von Zementestrich und das Abplatzverhalten von Beton im Brandfall, Teil 2	39
Influence of the chemical and physical properties of hardened cement paste on the drying behaviour of cement screed and the spalling behaviour of concrete in the case of fire, part 2	
Jochen Reiners, Christoph Müller, Düsseldorf	
Alkali-Kieselsäure-Reaktion im kommunalen Straßenbau	51
Alkali-silica reaction in municipal road construction	
Eberhard Eickschen, Christoph Müller, Düsseldorf	
Erweiterte Erstprüfung für Luftporenbeton mit Fließmittel unter Berücksichtigung baupraktischer Bedingungen	61
Extended initial test for air-entrained concrete with superplasticizer under consideration of practical construction conditions	
Eberhard Eickschen, Christoph Müller, Düsseldorf	
Einfluss der Kalksteinzusammensetzung in Zement auf Zement- und Betoneigenschaften	79
Influence of limestone composition in cement on cement and concrete properties	
Natalia Dietrich, Klaus Lipus, Jörg Rickert, Düsseldorf	
Brechsand als Hauptbestandteil im Zement	89
Crushed sand as main constituent in cement	
Katrin Severins, Christoph Müller, Düsseldorf	
Alkali-Kieselsäure-Reaktion: Einstufung nach AKR-Richtlinie – ein Hemmnis?	93
Classification according to alkali guidelines – a hindrance?	
Ingmar Borchers, Christoph Müller, Maik Seidel, Düsseldorf	

Sachverzeichnis 1960 bis 2018

Vorwort

Erhöhte Anforderungen an die Ressourceneffizienz und den Klimaschutz werden die moderne Betonbauweise auch weiterhin vor große Herausforderungen stellen. Da ein Königsweg für deren Bewältigung kurzfristig nicht in Sicht ist, gilt es, die Potenziale aller zur Verfügung stehenden Möglichkeiten gleichermaßen zu heben. Erhebliche Anstrengungen der Zementwerke zur Steigerung der thermischen Energieeffizienz haben dazu geführt, dass dieser Weg der CO₂-Reduzierung in der Zementherstellung mittlerweile weitestgehend ausgeschöpft ist. Die vermehrte Nutzung alternativer Roh- und Brennstoffe, insbesondere CO₂-neutraler Biomasse, ist ein weiterer Baustein. Diese Möglichkeit wird ebenfalls seit vielen Jahren konsequent umgesetzt. Gleichwohl bestehen hier noch gewisse Entwicklungspotenziale. Da die Möglichkeiten der genannten Wege aber ausgeschöpft bzw. limitiert sind, wird nun mit Hochdruck an sogenannten "Breakthrough-Technologien" für den Herstellprozess gearbeitet. Hierbei steht die CO₂-Abscheidung in Zementwerken im Mittelpunkt.

Neben den verfahrenstechnisch geprägten Maßnahmen sind insbesondere auch die bereits bewährten baustofflichen Konzepte weiterzuentwickeln. Hierbei ist als wesentliche Randbedingung zu berücksichtigen, dass Portlandzementklinker auf absehbare Zeit der wesentliche Bestandteil von Zement bleiben wird. Alternativen in ausreichender technischer Qualität, die den stetig wachsenden globalen Bedarf an Zement decken können, sind bislang nicht in Sicht. Daher bleibt die weitere Steigerung der Klinkereffizienz über die Senkung des Klinker/Zement-Faktors die wesentliche Herausforderung. Vor diesem Hintergrund beschäftigt sich der VDZ in seinen betontechnologisch geprägten Projekten seit vielen Jahren fortlaufend mit der Herstellung und Anwendung klinkereffizienter Zemente. Dabei besteht die Herausforderung darin, die CO2-Bilanz des Betons weiter zu verbessern, ohne die technische Leistungsfähigkeit aus den Augen zu verlieren. Je nach Anwendungsfeld des Betons steht die Dauerhaftigkeit im Mittelpunkt der Betrachtungen. In diesem Sammelband der Betontechnischen Berichte finden Sie neue Erkenntnisse zur Leistungsfähigkeit klinkereffizienter Zemente mit Hüttensand und Kalkstein. Diese Zemente entsprechen in ihrer Zusammensetzung u.a. der Zementart CEM II/C, die in der nächsten Ausgabe der EN 197-1 enthalten sein werden. Die klinkereffizienten Zemente könnten mindestens in Innen- und "normalen" Außenbauteilen dazu beitragen, die CO₂-Bilanz des Betons weiter zur verbessern. Ein anderer Beitrag des Sammelbands beschäftigt sich mit der chemisch-mineralogischen Zusammensetzung von Kalkstein als Zementhauptbestandteil: Kalksteine mit Dolomitgehalten von über 54 M.-% lassen sich bisher nicht als Zementhauptbestandteil verwenden. Nun konnte aber gezeigt werden, dass auch dolomitreiche Kalksteine als Zementhauptbestandteil in CEM II-Zementen die gleiche Leistungsfähigkeit bei Zement- und Betoneigenschaften aufweisen wie normkonforme Kalksteine. Ähnliches gilt für den Einsatz rezyklierter Brechsande als Hauptbestandteil im Zement. Hierdurch können Stoffkreisläufe geschlossen und gleichzeitig CO₂-Emissionen verringert werden.

Bei allen neuen Entwicklungen zur weiteren Verbesserung der Ressourceneffizienz und der CO₂-Bilanz muss die Leistungsfähigkeit des Betons im Vordergrund stehen. Bei der fortschreitenden Diversifizierung der stofflichen Ressourcen kommt daher einer qualifizierten Erstprüfung von Beton eine besondere Bedeutung zu. Dies wird u.a. am Beispiel des Luftporenbetons gezeigt. Für den Nachweis der Leistungsfähigkeit rücken dabei je nach Anwendungsfeld unterschiedliche Parameter in den Vordergrund. In einem anderen Projekt wurde untersucht, inwieweit die chemischen und physikalischen Eigenschaften des Zementsteins das Trocknungsverhalten von Zementestrich und das Abplatzverhalten von Beton im Brandfall beeinflussen. In dieser Hinsicht bleibt auch die Vermeidung von Schäden durch eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion ein wichtiges Thema. Sie wurde im Hinblick auf die Verwendung rezyklierter Gesteinskörnungen und die Potenziale der Betonbauweise im kommunalen Straßenbau betrachtet. Schließlich gibt es auch bei Fragen, die seit Langem weitestgehend beantwortet sind, im Detail noch Raum für Verbesserungen. So wurde in einem Projekt gemeinsam mit europäischen Partnern gezeigt, dass die Wiederverwendung von Restwasser auch in der Herstellung von Luftporen- und hochfesten Betonen ohne negative Auswirkungen auf die Leistungsfähigkeit des Betons möglich ist.

Der vorliegende 34. Sammelband umfasst die Betontechnischen Berichte der Jahre 2016 bis 2018, auf bewährte Art und Weise in deutscher und englischer Sprache. Neu ist, dass dieser Band ausschließlich in digitaler Form veröffentlicht wird. Das erscheint uns zeitgemäß. Alle 34 Bände ergeben zusammen ein umfangreiches und verlässliches Nachschlagewerk für Forscher und Anwender. Unser Dank gilt den Autoren und allen Beteiligten, die zum Gelingen dieses Werks beigetragen haben.

Düsseldorf, im Juli 2019

Martin Schneider

Christoph Müller

Foreword

Increasing demands in terms of resource efficiency and climate protection will continue to represent a major challenge for modern concrete construction work. As no single ideal course of action is foreseeable in the near future, the aim must be to exploit the potential offered by all available options. On account of the considerable efforts made by cement plants to enhance thermal energy efficiency, little scope now remains for reducing CO_2 in cement production in this manner. Another approach is the increased use of alternative raw materials and fuels, in particular carbon-neutral biomass. This method has also been systematically employed for many years now. It does however still offer a certain amount of potential for further development. As the advantages to be gained from the above-mentioned techniques have already been exhausted or are limited, efforts are now concentrating on developing so-called "breakthrough technologies" for the manufacturing process. The focus is on carbon capture at cement plants.

Further advancement is required, not just with regard to process engineering methods, but also and in particular in terms of the material concepts which have already proved successful. One major aspect to be taken into account is the fact that Portland cement clinker will remain the principal constituent of cement in the foreseeable future. There are currently no signs of any alternatives of an adequate technical standard which would be able to satisfy the constantly growing global demand for cement. So a further increase in clinker efficiency through a reduction of the clinker/cement factor remains the crucial issue. It is against this background that VDZ has for many years progressively been working on the production and application of clinker-efficient cements in its concrete technology projects. The challenge is to further enhance the CO2 balance of concrete without losing sight of its technical performance. Durability may be a central consideration depending on the area of application of the concrete. This compilation of concrete technology reports contains new findings on the performance of clinker-efficient cements with blast furnace slag and limestone. Based on their composition, these cements correspond, amongst others, to the cement type CEM II/C and will be included in the next issue of EN 197-1. At least in internal and in "normal" external components, the clinker-efficient cements could help to further improve the CO₂ balance of the concrete. A further article in the compilation deals with the chemical/mineralogical composition of limestone as cement main constituent: To date, limestones with a dolomite content of above 54 mass % cannot be used as cement main constituent. It has however now been demonstrated that limestones with a high dolomite content used as cement main constituent in CEM II cements also exhibit the same performance in terms of cement and concrete properties as limestones conforming to the standard. This applies similarly to the use of recycled crushed sands as the main constituent in cement. It is thus possible to obtain recirculating material systems whilst at the same time reducing CO_2 emissions.

The performance of the concrete must always be the top priority when developing new ways of further enhancing resource efficiency and improving the CO_2 balance. Given the ongoing diversification of material resources, the qualified initial testing of concrete is of crucial importance. This can be illustrated on the basis of air-entrained concrete, for example. Different parameters are most important for the verification of performance depending on the area of application. A further project investigated the extent to which the chemical and physical properties of the hardened cement paste influence the drying behaviour of cement screed and the spalling characteristics of concrete in the event of fire. The avoidance of damage caused by alkali-silica reaction also remains an important topic in this context. It was studied with regard to the use of recycled aggregates and the potential offered by the use of concrete in municipal road construction. Finally, scope for improvements is still to be found in detailed aspects of issues which have long since been largely resolved. For instance, a joint project with European partners showed that the re-use of recycling water is also possible in the production of air-entrained and high-strength concretes without any negative effects on the performance of the concrete.

This, the 34th compilation, contains the concrete technology reports for the years 2016 to 2018, as usual in both German and English. A new feature is that this edition is being published in digital form only to best satisfy the demands of the modern world. All 34 volumes together make up a comprehensive and reliable reference work for researchers and users. We would like to thank the authors and everyone who helped to make this publication a success.

Duesseldorf, July 2019

Martin Schneider

Christoph Müller, Sebastian Palm, Düsseldorf, Christian Pierre, Gunther Mosselmans, Brüssel, Martin Peyerl, Gerald Maier, Wien

Wiederverwendung von Restwasser in der Herstellung von Luftporen- und hochfesten Betonen

Re-use of recycled water in the production of air-entrained and high strength concretes

Übersicht

Die Nutzung von Restwasser in Transportbetonwerken findet im europäischen Vergleich in unterschiedlichem Umfang statt. In einem europäischen Forschungsprojekt wurden daher einige grundlegende Fragen der Restwassernutzung in Transportbetonwerken noch einmal grenzübergreifend untersucht. Hierzu wurde Restwasser in verschiedenen Transportbetonwerken beprobt und im Labor auf den in EN 1008 genannten Grenzwert der Dichte bzw. des Feststoffgehaltes sowie darüber hinaus konzentriert. Die Frisch- und Festbetoneigenschaften von Betonen mit und ohne Restwasser wurden verglichen.

Die Verwendung von Restwasser führt mit steigender Dichte des eingesetzten Restwassers u.a. zu einem höheren Wasser- bzw. Zusatzmittelanspruch, zu einer erhöhten Frühfestigkeit sowie zu einer erhöhten Abwitterung im Frostversuch bei Betonen ohne künstliche Luftporen. Keine signifikanten Änderungen konnten festgestellt werden bezüglich der 2d- bis 28d-Festigkeiten von Luftporenbeton oder hochfesten Betonen sowie des Frostwiderstandes von Betonen mit künstlichen Luftporen.

Der Einsatz von Restwasser in den von der EN 1008 festgelegten Grenzen wäre daher auch in hochfesten Betonen und Betonen mit künstlichen Luftporen möglich.

1 Einleitung

Im Forschungsvorhaben wurde untersucht, ob die in allen drei beteiligten Ländern - Belgien, Deutschland, Österreich - bestehende Beschränkung der Nutzung von Restwasser in Transportbetonwerken für Luftporen- und hochfesten Betonen gerechtfertigt ist oder aufgehoben werden könnte. Darüber hinaus ist in Belgien grundsätzlich nur die Verwendung von feststofffreiem Restwasser zur Herstellung von Beton zugelassen. Daher ist für das CRIC (Centre national de Recherches scientifiques et techniques pour l'Industrie Cimentière) auch die Fragestellung von Interesse, ob feststoffhaltige, nicht gefilterte Restwässer zur Herstellung aller Betone verwendet werden können und wie hoch der maximale Feststoffanteil im Restwasser sein darf. Zum Dritten wurde der Fragestellung nachgegangen, welchen Einfluss im Restwasser eventuell vorhandene Zusatzmittel, insbesondere Verzögerer, auf die Eignung von Restwasser zur Herstellung von Beton haben können.

2 Versuche

2.1 Allgemeines

Es wurden sowohl Versuche mit künstlichen Restwässern gemäß CUR 28 zum Einfluss von Verzögerern als auch mit realen Restwässern aus Transportbetonwerken durchgeführt.

2.2 Künstliche Restwässer

Es wurden sechs künstliche Restwässer gemäß CUR 28 mit verschiedenen Verzögerern hergestellt. Folgende Bestandteile wurden gemischt und bei (20 ± 2) °C für 16 Stunden gelagert:

ein Teil CEM I 52,5 N gemäß EN 480-1 (1,35 kg),

 zwei Teile CEN Normensand gemäß EN 196-1 (2,70 kg entspricht zwei Beuteln Normensand),

Abstract

A European comparison shows that recycled water is used to differing extents in ready-mixed concrete plants. Some basic questions about the use of recycled water in ready-mixed concrete plants in different countries were therefore examined again in a European research project. Recycled water was sampled in various readymixed concrete plants and then concentrated in the laboratory up to and beyond the limits given in EN 1008 for the density and solids content. The fresh and hardened concrete properties of concretes produced with and without recycled water were compared.

Rising density of the recycled water used leads, among other things, to a higher water and admixture demand, increased early strength and increased scaling in the freeze-thaw test for concretes without artificial air voids. No significant changes were found with respect to the 2-day to 28-day strengths of air-entrained concrete or high-strength concretes or to the freeze-thaw resistance of concretes containing artificial air voids.

Within the limits set by EN 1008, recycled water could therefore also be used in high-strength concretes and concretes containing artificial air voids.

1 Introduction

The research project investigated whether the restrictions applying in all three countries involved to the use of recycled water for air-entrained and high-strength concretes at ready-mixed concrete plants are justified or could be lifted. In addition, a stipulation in Belgium states that recycled water can only be used for the production of concrete if it does not contain any solids. The CRIC is therefore also interested in finding out whether non-filtered recycled water containing solids can be used for the production of all concretes and how high the admissible maximum solids content of the recycled water may be. The third aspect examined was the influence of any admixtures, and particularly retarders, present in the recycled water on the suitability of recycled water for the production of concrete.

2 Experiments

2.1 General

Experiments were conducted both with artificial recycled water in accordance with CUR 28 to investigate the influence of retarders and also with real recycled water from ready-mixed concrete plants.

2.2 Artificial recycled water

Six samples of artificial recycled water conforming to CUR 28 were produced with various retarders. The following constituents were mixed and stored for 16 hours at (20 ± 2) °C:

- One part CEM I 52,5 N in accordance with EN 480-1 (1.35 kg),
- Two parts CEN standard sand in accordance with EN 196-1 (2.70 kg corresponds to two bags of standard sand),
- Three parts tap water (4.05 kg),
- Retarder in the maximum concentration specified in the applicable data sheet.





Bild 1: Erstarrungszeiten Figure 1: Setting times

Bild 2: Mörteldruckfestigkeiten Figure 2: Mortar compressive strengths

- drei Teile Leitungswasser (4,05 kg),
- Verzögerer mit der maximalen im jeweiligen Datenblatt angegebenen Konzentration.

Nach der Lagerung wurden die Mischungen für 30 Sekunden manuell geschüttelt und nachfolgend auf einem 2-mm-Sieb abgesiebt. Anschließend wurde das (künstliche) Restwasser gefiltert. (24 ± 2) Stunden nach der Filtration wurden mit den künstlichen Restwässern Zementleime gemäß EN 196-3 und Mörtel gemäß EN 196-1 hergestellt. Als Zement wurde ein CEM I 52,5 N gemäß EN 480-1 eingesetzt. Für eine Referenzmischung wurde Leitungswasser verwendet. Die Erstarrungszeiten wurden gemäß EN 196-3 bestimmt. Die Ergebnisse sind in Bild 1 dargestellt. Die Druckfestigkeit der Mörtel wurde nach 2, 7 und 28 Tagen gemäß EN 196-1 bestimmt. Bild 2 zeigt die Ergebnisse.

Die Verwendung von künstlichem Restwasser gemäß CUR 28 hatte weder auf den Wasseranspruch noch auf die Erstarrungszeiten oder die Festigkeitsentwicklung einen signifikanten Einfluss. Daher wurden alle folgenden Versuche mit realen Restwässern durchgeführt. Following storage, the mixtures were manually shaken for 30 seconds and subsequently sieved through a 2 mm screen. The (artificial) recycled water was then filtered. (24 ± 2) hours after filtration, the artificial recycled water samples were used to produce cement pastes in accordance with EN 196-3 and mortars in accordance with EN 196-1. Use was made of CEM I 52,5 N cement in accordance with EN 480-1. Tap water was used to produce a reference mixture. The setting times were determined on the basis of EN 196-3. The results are shown in Fig. 1. The compressive strength of the mortars was determined after 2, 7 and 28 days in accordance with EN 196-1. Fig. 2 shows the results.

The use of artificial recycled water in accordance with CUR 28 had no significant influence on water demand, setting times or strength development. All subsequent experiments were therefore conducted with real recycled water.

2.3 Real recycled water - sampling and analysis

Samples of recycled water were taken at three ready-mixed concrete plants. Sampling at the plants was performed once in winter

Measured value	Unit	1(W)	2(W)	3(W)	1(S)	3(S)	VDZ	В
Oils and fats	-	Traces	Not present					
Detergents	-		Not present				Present	Not present
Colour	-	Pale yellow	Colourless	rless Pale yellow Colourless				55
Odour	-		Like cement					
Acids (pH)	-	12.6	12.6	12.5	12.6	12.6	12.3	12.6
Humic matter	-	Not present						
Chlorides	mg/l	12	18	14	16	27	4620	30
Sulfates	mg/l	2	2	4	3	2	41	3
Na ₂ O-equivalent	mg/l	522	444	946	347	361	3 5 9 4	533
Sugar	mg/l	Not present						
Phosphate	mg/l	< 1	< 1	< 1	< 1	< 1	< 1	4.4
Nitrate	mg/l	1	1	3	5	4	8	1
Lead	µg/l	3	1	4	1	1	0	0
Zinc	µg/l	393	528	175	201	146	199	244
Density of the residual water	g/cm³	1.08	1.07	1.14	1.06	1.04	1.08	Not determined
Density of the solids	g/cm³	2.56	2.56	2.51	2.32	2.16	2.23	2.14

Tabelle 1: Analyse der Restwässer

Table 1: Analysis of the recycled water

2.3 Reale Restwässer – Probenahme und Analyse

Es wurden Restwasserprobenahmen in drei Transportbetonwerken durchgeführt. Die Werke wurden jeweils einmal im Winter (W) und einmal im Sommer (S) beprobt, sodass insgesamt sechs Restwasserproben für Prüfungen an Mörteln untersucht wurden. Anstelle einer Sommerprobenahme in einem Transportbetonwerk wurde im VDZ das Eigenrestwasser aus dem Sedimentationsbehälter des Betonlabors beprobt. Zusätzlich zu den Restwasserproben für die Mörtelprüfungen wurde ein Restwasser für die Betonprüfungen ("B") in einem bereits beprobten Transportbetonwerk entnommen. Nach der Probenahme lagerten die Restwässer in 120-l-Gefäßen bei (20 ± 2) °C. Die Proben wurden permanent mit einem Flügelmischer mit rd. 1000 U/min in Bewegung gehalten, um Sedimentationen weitestgehend zu vermeiden.

Die Restwässer wurden gemäß EN 1008 analysiert. Die Ergebnisse zeigt Tabelle 1. Die vergleichsweise hohen Konzentrationen von Chloriden und Alkalien im Eigenrestwasser des VDZ sind darauf zurückzuführen, dass die Probenahme im Sedimentationsbecken vor der chemischen Neutralisierung stattfand. In dieses Be(W) and once in summer (S), so that a total of six recycled water samples were analysed for testing with mortar. Instead of summer sampling at one ready-mixed concrete plant, a recycled water sample was taken from the concrete laboratory sedimentation tank at VDZ. In addition to the recycled water samples for the mortar tests, a sample of recycled water for the concrete tests ("B") was also taken from one of the same ready-mixed concrete plants. Following collection, the recycled water samples were stored in 120 l vessels at (20 ± 2) °C. A paddle mixer was used to keep the samples constantly in motion at a speed of around 1000 rpm to largely prevent sedimentation.

The recycled water was analysed in accordance with EN 1008. The results are shown in Table 1. The comparatively high concentrations of chlorides and alkalis in the recycled water from VDZ can be attributed to the fact that sampling was performed in the sedimentation basin prior to chemical neutralisation. This basin is also used for the disposal of fluids employed in freezethaw tests with de-icing agent (alkalis, chlorides) and chloride migration and diffusion tests (chlorides), as well as in ASR tests (alkalis).





SP = Superplasticizer



Bild 4: Mörteldruckfestigkeiten Figure 4: Mortar compressive strengths cken werden auch Prüfflüssigkeiten, beispielsweise für Frost-Taumittelprüfungen (Alkalien, Chloride), Chloridmigrations- und Diffusionsprüfungen (Chloride) sowie für AKR-Prüfungen (Alkalien) entsorgt.

2.4 Reale Restwässer – Untersuchungen an Zementleim und Mörtel

Als Zement wurde ein CEM I 52,5 N gemäß EN 480-1 verwendet. Für Referenzmischungen wurde Leitungswasser verwendet. In den Prüfmischungen wurden Restwässer mit definierten, durch Sedimentation bzw. Verdünnen eingestellten Dichten verwendet. Abweichend von EN 196-3 bzw. EN 196-1 wurde zusätzlich jeweils die Fließmittelmenge (FM) verwendet, die für das Erreichen eines konstanten Ausbreitmaßes von (140 \pm 10) mm gemäß EN 1015-3 benötigt wurde.

Der Wasseranspruch wurde gemäß EN 196-3 bestimmt. Bild 3 zeigt die Ergebnisse. Mit steigender Dichte des Restwassers nimmt der Wasseranspruch zu. Durch Verwendung von Fließmitteln lässt sich das teilweise kompensieren.

An Mörteln wurde die Druckfestigkeit nach 2, 7 und 28 Tagen gemäß EN 196-1 bestimmt. Bild 4 zeigt die Ergebnisse. Auf die Festigkeitsentwicklung hatte die Verwendung von Restwasser keinen signifikanten Einfluss. Eine Ausnahme stellt das Eigenrestwasser "VDZ" dar. Dieses Restwasser wäre gemäß EN 1008 aber nicht für die Herstellung von Beton zugelassen.

2.5 Reale Restwässer – Druckfestigkeit und Dauerhaftigkeit von Beton

2.5.1 Allgemeines

10

Für die Betonversuche wurde ein weiteres Restwasser "B" in einem Transportbetonwerk entnommen. Dieses Restwasser wurde auf zwei verschiedene Dichten eingestellt:

- Dichte, die gemäß EN 1008 rd. 1 M.-% der Gesteinskörnung im Beton entspricht (rd. 1,06 g/cm³) sowie
- 1,15 g/cm³.

Es wurden drei Betone und ein Mörtel (Tabelle 2) jeweils mit Leitungswasser sowie mit Restwasser der beiden genannten Konzentrationen hergestellt. Die Sieblinie für die Betone B1 bis B3 wurde gemäß EN 480-1 bzw. DIN 1045-2 (A16/B16) eingestellt. Es wurde ein PCE-basiertes Fließmittel verwendet.

2.5.2 Frischbetoneigenschaften

Die Frischbetoneigenschaften der Betone B1 bis B3 sind in Bild 5 bis 9 dargestellt. Für die Bestimmung des Einflusses von Zeit, Temperatur und Restwasserdichte auf die Konsistenzentwicklung an der Betonrezeptur B2 wurden direkt nach der Herstellung bei (20 ± 2) °C dreimal jeweils rd. 101 Beton in verschließbare PE-Eimer umgefüllt. Jeweils ein Eimer wurde bei (10 ± 2) °C, (20 ± 2) °C und (30 ± 2) °C gelagert. Das Ausbreitmaß wurde gemäß DIN EN 12350-5 nach 10, 30, 60, 90 und 120 min geprüft.

B2 MS **B**3 Β1 Concrete with High strength Mortar for testing Unit Reference concrete artificial air voids concrete the sulfate resistance 300 340 430 450*⁾ Cement kg/m³ Silica fume kg/m³ _ 30 _ _ 0.60 0.31 0.50 0.45 w/c Target air content Vol. % 5.0 ± 0.5 Target consistency F3/F4 F3/F4 F4 _ class Sand, Rhine gravel Sand, Rhine gravel Sand, Rhine gravel Standard sand Aggregate

Tabelle 2: Beton-/Mörtelrezepturen Table 2: Concrete/mortar mix formulations

2.4 Real recycled water – testing with cement paste and mortar

Use was made of CEM I 52,5 N cement in accordance with EN 480-1. Tap water was used to produce reference mixtures. In the test mixtures, use was made of recycled water specimens with defined densities set by way of sedimentation or dilution. As a departure from EN 196-3/EN 196-1, the quantity of superplasticiser (SP) required to attain a constant flow value of (140 ± 10) mm in accordance with EN 1015-3 was added to each of these.

The water demand was determined according to EN 196-3. Fig. 3 shows the results. The water demand increases as the density of the recycled water increases. This can be partially offset by the use of superplasticisers.

The compressive strength of the mortars was determined after 2, 7 and 28 days in accordance with EN 196-1. Fig. 4 shows the results. The use of recycled water had no significant influence on strength development. An exception to this was the "VDZ" recycled water. According to EN 1008, this recycled water would however not be approved for the production of concrete.

2.5 Real recycled water – compressive strength and durability of concrete

2.5.1 General

For the concrete experiments, a further recycled water sample "B" was taken from a ready-mixed concrete plant. This recycled water was set to two different densities:

Density corresponding in accordance with EN 1008 to around 1 mass % of the aggregate in the concrete (around 1.06 g/cm³) and

1.15 g/cm^3 .

Three concretes and one mortar (Table 2) were each produced with tap water and with recycled water in the two given concentrations. The grading curve for the concretes B1 to B3 was set in accordance with EN 480-1 and DIN 1045-2 (A16/B16). Use was made of a PCE-based superplasticiser.

2.5.2 Fresh concrete properties

The fresh concrete properties of the concretes B1 to B3 are shown in Figs. 5 to 9. To determine the influence of time, temperature and recycled water density on consistency development for the concrete formulation B2, 3 batches of around 10 litres of concrete each were transferred to sealable PE buckets immediately following production at (20 ± 2) °C. One bucket was stored at (10 ± 2) °C, one at (20 ± 2) °C and one at (30 ± 2) °C. The flow value was checked in accordance with DIN EN 12350-5 after 10, 30, 60, 90 and 120 min.

The amount of admixture required to set a constant flow value or air content increases with increasing recycled water density (see Figs. 5 and 6). In addition, a loss of consistency can be seen to start earlier as the recycled water density increases (see Figs. 7 to 9). No significant relationship with temperature could be observed.

*⁾ g/mortar mix



Bild 5: Ausbreitmaße der Betone, bestimmt nach 10 min, sowie benötigte Zusatzmittelmenge Figure 5: Flow value of the concretes, determined after 10 minutes, and quantities of admixtures required

Mit steigender Restwasserdichte steigt der Zusatzmittelbedarf für die Einstellung eines konstanten Ausbreitmaßes bzw. Luftgehalts (Bilder 5 und 6). Des Weiteren ist mit steigender Restwasserdichte ein früher einsetzender Konsistenzverlust zu beobachten (Bilder 7 bis 9). Eine signifikante Temperaturabhängigkeit konnte nicht beobachtet werden.



Bild 7: Entwicklung des relativen Ausbreitmaßes des Betons B2 bei 10 °C; Bezug auf 20-°C-Wert 10 min nach Mischungsende Figure 7: Development of the relative flow value of concrete B2 at 10 °C relative to the 20 °C value 10 min after end of mixing

2.5.3 Betondruckfestigkeit

Die Betondruckfestigkeit wurde im Alter von 1, 2, 7 und 28 Tagen an jeweils drei Würfeln der Kantenlänge 150 mm gemäß DIN EN 12390-3 bestimmt. Die Bilder 10 und 11 zeigen die Ergebnisse. Die Verwendung von Restwasser führt zu einem Anstieg der 1-Tages-Festigkeit aller drei Betone um rd. 15 % bis rd. 50 %. Bei Beton B1 ist auch zu den anderen Prüfzeitpunkten ein Anstieg um rd. 20 % zu beobachten. Die 2d- bis 28d-Festigkeiten der Betone B2 und B3 mit Restwasser liegen im Bereich ± 10 % der jeweiligen Festigkeit des Betons ohne Restwasser.

2.5.4 Carbonatisierung

Der Carbonatisierungswiderstand wurde gemäß DIN EN 13295 mit einer CO_2 -Konzentration von 1 % an Beton B1 bestimmt. Hierzu wurden drei Balken mit den Abmessungen 100 mm x 100 mm x 500 mm hergestellt und gemäß DIN EN 13295, Anhang A 1.2 vorgelagert. Die Prüfung der Carbonatisierungstiefe fand nach 14, 28 und 56 Tagen Lagerung im Klima (20 ± 2) °C, (65 ± 5) % rela-



Bild 6: Frischbetonluftgehalte der Betone, bestimmt nach 10 min, sowie benötigte Zusatzmittelmenge Figure 6: Air content of the fresh concretes, determined after

10 min, and quantities of admixtures required

2.5.3 Concrete compressive strength

The 1, 2, 7 and 28-day concrete compressive strength was determined in each case using three cubes with an edge length of 150 mm in accordance with DIN EN 12390-3. Figs. 10 and 11 show the results. The use of recycled water leads to an increase of around 15 % to around 50 % in the 1-day strength of all three



Bild 8: Entwicklung des relativen Ausbreitmaßes des Betons B2 bei 20 °C; Bezug auf 20-°C-Wert 10 min nach Mischungsende Figure 8: Development of the relative flow value of concrete B2 at 20 °C relative to the 20 °C value 10 min after end of mixing



Bild 9: Entwicklung des relativen Ausbreitmaßes des Betons B2 bei 30 °C; Bezug auf 20-°C-Wert 10 min nach Mischungsende Figure 9: Development of the relative flow value of concrete B2 at 30 °C relative to the 20 °C value 10 min after end of mixing



Bild 10: Betondruckfestigkeit Figure 10: Concrete compressive strength

tiver Luftfeuchte und 1 % $\rm CO_2\text{-}Konzentration$ statt. Die Bilder 12 und 13 zeigen die Ergebnisse.

Bild 12 zeigt für die Betone mit Restwasser eine zwischen 28d und 56d abnehmende Carbonatisierungsgeschwindigkeit. Dieser Verlauf deutet auf Fehler im Prüfverfahren hin. Beispielsweise könnte die CO2-Konzentration der Klimakammer unbemerkt abgefallen sein. Daher wurde die Carbonatisierungsgeschwindigkeit aus dem Verlauf aller drei Betone bis zum 28. Tag auf den 56. Tag interpoliert. Für den Referenzbeton ergibt sich damit ein vernachlässigbarer Unterschied zum tatsächlichen Messwert. Aus den Carbonatisierungsgeschwindigkeiten der Betone mit Restwasser wurden die Carbonatisierungstiefen berechnet (Bild 13). Diesem Ergebnis zufolge führt der Einsatz von Restwasser zu einer höheren Carbonatisierungstiefe (16 % bzw. 44 %). Da in Deutschland der Beton mit einem Restwasser der Dichte 1,06 g/cm3 im Gegensatz zum Beton mit einem Restwasser der Dichte 1,15 g/cm3 zulässig ist, ist ausschließlich die Erhöhung der Carbonatisierungstiefe um 16 % zu bewerten. Diese kann im Rahmen der Genauigkeit des Prüfverfahrens als geringfügig eingestuft werden.

2.5.5 Frost-Tausalz-Widerstand

Der Frost-Tausalz-Widerstand der Betone B2 und B3 wurde gemäß CEN/TS 12390-9 mit dem Plattenprüfverfahren im Alter von 28 Tagen geprüft. Es wurde eine 3 %ige NaCl-Lösung als Prüfflüssigkeit verwendet. Bild 14 zeigt die Ergebnisse. Bei Betonen <u>mit</u> künstlichen Luftporen (B2) ist keine signifikante Abhängigkeit des Frost-Tausalz-Widerstands von der Dichte des verwendeten Restwassers erkennbar. Im Frostversuch ohne künstliche Luftporen (B3) weisen die Betone mit Restwasser deutlich höhere Abwitterungen auf als der Referenzbeton. Die Abwitterung liegt jedoch unterhalb des Grenzwerts von 1 kg/m².

2.5.6 Chloriddiffusion

Der Chloriddiffusionswiderstand wurde gemäß prEN 12390-11:2014 an den Betonen B2 und B3 geprüft. Die Prüfkörper (PK) wurden gemäß DIN EN 12390-2 für 28 Tage unter Wasser bei (20±1) °C vorgelagert. Die Hauptlagerung in einer 3 %igen NaCl-Lösung fand bis zum Alter von 118 Tagen statt. Die Bilder 15 und 16 zeigen die Chloriddiffusionsprofile. Bild 17 zeigt die berechneten Diffusionskoeffizienten. Erwartungsgemäß liegen die Diffusionskoeffizienten der hochfesten Betone (B3) deutlich unter denen der (normalfesten) Betone mit künstlichen Luftporen (B2). Bei Luftporenbetonen führt die Verwendung von Restwasser zu keiner Veränderung bzw. zu geringfügig höheren Diffusionskoeffizient durch die Verwendung von Restwasser gesenkt. Die Verringerung lag zwischen rd. 20 % und 55 %.



Bild 11: Relative Betondruckfestigkeit Figure 11: Relative concrete compressive strength

concretes. With concrete B1, an increase of around 20 % can be observed for the other test ages as well. The 2 d to 28 d strengths of the concretes B2 and B3 with recycled water are in a range \pm 10 % of the corresponding concrete strength without recycled water.

2.5.4 Carbonation

The carbonation resistance was determined in accordance with DIN EN 13295 with a CO_2 concentration of 1 % for concrete B1. For this purpose, three bars measuring 100 mm x 100 mm x 500 mm were produced and put into preliminary storage in accordance with DIN EN 13295, Annex A 1.2. The carbonation depth was tested after 14, 28 and 56 days storage at a temperature of (20 ± 2) °C, with (65 ± 5) % relative humidity and 1 % CO_2 concentration. Figs. 12 and 13 show the results.

Fig. 12 shows a decreasing rate of carbonation between 28 d and 56 d for the concretes with recycled water. This profile indicates errors in the testing procedure. The CO_2 concentration in the climatic chamber could have dropped without being noticed, for example. The rate of carbonation was therefore obtained for the 56th day by way of interpolation based on the curves for all three concretes up to the 28th day. For the reference concrete this then yields a negligible difference from the actual measured value. The carbonation depths were calculated from the carbonation rates of the concretes with recycled water (Fig. 13). This result indicates that the use of recycled water leads to a greater carbonation depth (16 % and 44 %). As, in contrast to concrete with recycled water of density 1.15 g/cm³, concrete with recycled water of density 1.06 g/cm³ is permissible in Germany, only the 16 % increase in carbonation depth is to be evaluated. Within the scope of accuracy of the testing procedure, this can be classified as being minimal.

2.5.5 Freeze-thaw resistance with de-icing salt

The 28-day freeze-thaw resistance with de-icing salt of the concretes B2 and B3 was tested in accordance with CEN/TS 12390-9 employing the slab test method. Use was made of a 3 % NaCl solution as test fluid. Fig. 14 shows the results. For concretes with artificial air voids (B2), no significant dependence of the freezethaw resistance with de-icing salt on the density of the recycled water used can be seen. In the freeze-thaw experiment without artificial air voids (B3), the concretes with recycled water exhibit far greater scaling than the reference concrete. The scaling is however below the limit value of 1 kg/m².

2.5.6 Chloride diffusion

The chloride diffusion resistance was tested in accordance with prEN 12390-11:2014 on concretes B2 and B3. In accordance with DIN EN 12390-2, the test specimens (TS) were put into preliminary storage in water at (20 ± 1) °C for 28 days. Main storage in a 3 % NaCl solution took place up to an age of 118 days. Figs. 15

2.5.7 Sulfatwiderstand

Der Sulfatwiderstand wurde gemäß CUR 48 geprüft. Es wurden Prismen der Abmessungen 20 mm x 20 mm x 160 mm aus Normmörtel (MS, Tabelle 2) mit Leitungswasser bzw. Restwasser der Dichten 1,06 g/cm3 und 1,15 g/cm3 hergestellt. Je Rezeptur wurden sechs Prismen zunächst unter Wasser bei (20 ± 2) °C gelagert. Nach 28 Tagen wurden je drei Prismen in eine Lösung mit (16 ± 0.5) g SO₄²⁻/l umgelagert. Die drei übrigen Prismen verblieben im Wasser.

Bild 18 zeigt die Dehnung der Prüfkörper, die in der Sulfatlösung gelagert wurden. Die Verwendung von Restwasser mit hoher Dichte führte zu höheren Dehnungen, während die Verwendung von Restwasser mit einer Dichte im Bereich des Grenzwerts der EN 1008 nicht zu signifikanten Änderungen im Dehnungsverlauf führte.

and 16 show the chloride diffusion profiles. Fig. 17 shows the calculated diffusion coefficients. As expected, the diffusion coefficients of the high-strength concretes (B3) are well below those of the (normal-strength) concretes with artificial air voids (B2). In the case of air-entrained concretes, the use of recycled water does not produce any change or leads to slightly higher diffusion coefficients. The use of recycled water lowers the diffusion coefficient of high-strength concretes. The reduction was between around 20 % and 55 %.

2.5.7 Sulphate resistance

The sulphate resistance was tested in accordance with CUR 48. Prisms measuring 20 mm x 20 mm x 160 mm were made from standard mortar (MS, Table 2) with tap water or recycled water with densities of 1.06 g/cm3 and 1.15 g/cm3. Six prisms of each mix formulation were initially stored in water at (20 ± 2) °C. After 28 days, three prisms each were transferred to a solution with (16 ± 0.5) g SO₄^{2-/l}. The other three prisms were left in the water.



Bild 12: Carbonatisierungsgeschwindigkeit des Betons B1 Figure 12: Rate of carbonation of concrete B1



Bild 13: Carbonatisierungstiefe des Betons B1



Bild 14: Abwitterung im Frost-Tausalz-Versuch Figure 14: Scaling in the freeze-thaw test with de-icing salt

Figure 13: Depth of carbonation of concrete B1





Bild 15: Chloridprofile der Betone B2 Figure 15: Chloride profiles of the B2 concretes



Bild 16: Chloridprofile der Betone B3 Figure 16: Chloride profiles of the B3 concretes

3 Zusammenfassung 3.1 Zusammensetzung von Restwässern aus Transportbetonwerken

Die Dichte der in Restwässern suspendierten Feststoffe lag zwischen rd. 2,15 g/cm³ und 2,55 g/cm³. Die Dichten der im Winter entnommenen Proben waren überwiegend höher als die Dichten der im Sommer entnommenen Proben. Eine deutliche jahreszeitliche oder werksbedingte Schwankung in der chemischen Zusammensetzung ist nicht erkennbar. Allenfalls scheint der Alkaligehalt im Winter – ggf. durch Taumitteleintrag – etwas höher zu sein.

3.2 Auswirkung von Restwasser auf Frischmörtelbzw. -betoneigenschaften

Die Verwendung von Restwasser führt mit steigender Dichte des eingesetzten Restwassers zu

- einem höheren Wasseranspruch,
- einem früheren Ansteifen,
- einem erhöhten Zusatzmittelbedarf.

Diese Einflüsse sind im Hinblick auf die Sicherstellung robuster, baustellengerechter Frischbetoneigenschaften zu berücksichtigen und ggf. im Rahmen (erweiterter) Erstprüfungen des Transportbetonherstellers zu ermitteln. Fig. 18 shows the expansion of the test specimens which were stored in the sulphate solution. The use of recycled water with a high density led to greater expansion, whereas the use of recycled water with a density in the range of the limit value set down by EN 1008 did not produce any significant changes in the expansion profile.

3 Summary

3.1 Composition of recycled water from ready-mixed concrete plants

The density of the solids suspended in the recycled water lay between about 2.15 g/cm³ and 2.55 g/cm³. The densities of the samples taken in winter tended to be higher than the densities of the samples taken in summer.

No significant fluctuations in chemical composition due the time of year or the plant were detected. However, the alkali content appeared to be somewhat higher in winter – possibly due to the introduction of de-icing agents.

3.2 Effect of recycled water on the properties of fresh mortar and concrete

Increasing density of the recycled water used leads to

- higher water demand,
- earlier stiffening,
- increased admixture requirement.



Bild 17: Chloriddiffusionskoeffizienten Figure 17: Chloride diffusion coefficients

3.3 Auswirkung von Restwasser auf Festmörtel- bzw. -betoneigenschaften

Die Verwendung von Restwasser führt mit steigender Dichte des eingesetzten Restwassers

- zu einer erhöhten Frühfestigkeit,
- bei Betonen mit niedrigerer Zielfestigkeit (hier B1) zu höheren 28d-Festigkeiten,
- zu einem geringfügig niedrigeren Carbonatisierungswiderstand bei Verwendung von Restwasser im normativ geregelten Bereich,
- zu einem deutlich niedrigeren Carbonatisierungswiderstand bei Verwendung von Restwasser jenseits des normativ geregelten Bereiches,
- zu einer erhöhten Abwitterung im Frostversuch bei Betonen ohne künstliche Luftporen,
- beim Einsatz von Restwasser mit über DIN EN 1008 hinausgehenden Dichten zu einem verringerten Sulfatwiderstand.

Keine signifikanten Änderungen konnten festgestellt werden bezüglich

- der 2d- bis 28d-Festigkeiten von Luftporenbeton oder hochfesten Betonen,
- des Frostwiderstandes von Betonen mit künstlichen Luftporen,
- des Chloriddiffusionswiderstands.

Die Ergebnisse des Forschungsvorhabens bestätigen damit teilweise die bereits in [1] dargestellten Erfahrungen. Ein Einsatz von Restwasser in den von der DIN EN 1008 festgelegten Grenzen erscheint damit grundsätzlich auch in hochfesten Betonen bzw. Betonen mit künstlichen Luftporen möglich. Die ermittelten Einflüsse sind im Hinblick auf die Sicherstellung robuster, baustellengerechter Frischbetoneigenschaften zu berücksichtigen und ggf. im Rahmen (erweiterter) Erstprüfungen des Transportbetonherstellers zu ermitteln.

4 Weitere Ergebnisse

Weitere Ergebnisse des VDZ sowie der am Forschungsvorhaben beteiligten Partner CRIC und Smart Minerals können auf Anfrage zur Verfügung gestellt werden.

5 Danksagung

Das Vorhaben 124 EN wurde über die AiF im Rahmen des CORNET-Programms gefördert.

Literatur / Literature

Rickert, J.; Grube, H.: Einfluß von Restwasser aus dem Frischbetonrecycling auf die Eigenschaften von Frisch- und Festbeton; Teil 1 und Teil 2. beton 51 (2001) H. 8, S. 463-467 und H. 9, S. 523–527



Bild 18: Dehnungsverlauf, Sulfatlagerung Figure 18: Expansion behaviour, sulfate storage

These effects have to be taken into account when ensuring robust fresh concrete properties that are suitable for construction site conditions and, if necessary, have to be determined during (extended) preliminary tests by the ready-mixed concrete producer.

3.3 Effect of recycled water on the properties of hardened mortar and concrete

Increasing density of the recycled water used leads to

- increased early strength,
- higher 28-day strengths for concretes with lower target strengths (in this case B1),
- a slightly lower carbonation resistance when using recycled water in the range stipulated in the standard,
- a significantly lower carbonation resistance when using recycled water beyond the range stipulated in the standard,
- increased scaling in the freeze-thaw test for concretes without synthetic air voids,
- reduced sulfate resistance when using recycled water with densities that go beyond DIN EN 1008.
- No significant changes were detected with respect to
- the 2-day to 28-day strengths of air-entrained concrete or highstrength concretes,
- the freeze-thaw resistance of concretes containing synthetic air voids,
- the resistance to chloride diffusion.

This means that the results of the research project confirm some of the experience already described in [1]. It therefore also appears that, within the limits laid down in DIN EN 1008, recycled water can basically also be used in high strength concretes and concretes containing synthetic air voids. The influencing factors that have been determined have to be taken into account when ensuring robust fresh concrete properties that are suitable for construction site conditions and, if necessary, have to be determined during (extended) preliminary tests by the ready-mixed concrete producer.

4 Further results

Other results obtained by the VDZ and by CRIC and Smart Minerals, the partners involved in the research project, can be made available on request.

5 Acknowledgements

The 124 EN project was sponsored by the AiF as part of the CORNET programme.

Winfried Neufert, Ines Reuken, Erwitte, Christoph Müller, Sebastian Palm, Düsseldorf, Carl-Alexander Graubner, Tilo Proske, Moien Rezvani, Darmstadt

Leistungsfähigkeit klinkereffizienter Zemente mit Hüttensand und Kalkstein

Performance of clinker-efficient cements containing granulated blastfurnace slag and limestone

Übersicht

In einem von der Deutschen Bundesstiftung Umwelt e. V. (DBU) geförderten Forschungsvorhaben wurden Zemente innerhalb eines umfangreicheren Zusammensetzungsfelds im Dreistoffsystem Klinker (K) – Hüttensand (S) – Kalkstein (LL) untersucht. Die Dauerhaftigkeiten von Betonen mit Zementen in Grenzzusammensetzungen der derzeit vorgesehenen Erweiterung der DIN EN 197-1 und darüber hinaus wurden geprüft.

Es zeigte sich, dass Zemente mit einem Portlandzementklinkergehalt von rd. 50 M.-% unter Verwendung der weiteren Hauptbestandteile Hüttensand und Kalkstein prinzipiell zur Herstellung von Konstruktionsbetonen geeignet sind: Diese Zemente führten zu praxisgerechten Frischbetoneigenschaften, guten mechanischen Eigenschaften und, mit Ausnahme des Frost-Widerstands, zu zulassungsfähigen Dauerhaftigkeitseigenschaften im Rahmen der heute gültigen deskriptiven Regeln der DIN 1045-2.

Betone mit Zementen jenseits des Bereichs der derzeit vorgesehenen Erweiterung der DIN EN 197-1 mit einem Portlandzementklinkergehalt von rd. 20 bis 35 M.-% und den weiteren Hauptbestandteilen Hüttensand und Kalkstein können ebenfalls zulassungsfähige Dauerhaftigkeitseigenschaften aufweisen, wenn neben der granulometrischen Abstimmung der Hauptbestandteile anspruchsvolle betontechnologische Maßnahmen (wasserarmer Beton mit einem geringen Wasserzementwert und entsprechenden Zusatzmitteldosierungen) in der Betonherstellung zur Anwendung kommen.

1 Einleitung

Die Untersuchungen dieses Forschungsvorhabens bauen auf den Ergebnissen des abgeschlossenen Vorhabens "Reduzierung der Umweltwirkung der Betonbauweise durch Zemente mit hohen Kalksteingehalten" [1, 2] auf und geben Hinweise bzgl. der Verwendung neuer Zemente gemäß der überarbeiteten europäischen Zementnorm EN 197-1.

In [1, 2] wurde festgestellt, dass Zemente mit bis zu 50 M.-% Kalkstein als Hauptbestandteil zur Herstellung von Betonen mit zulassungsfähigen Dauerhaftigkeitseigenschaften verwendet werden können. Hierzu war es erforderlich, den Wasserzementwert auf w/z = 0,35 abzusenken. Um eine praxisgerechte Verarbeitbarkeit zu erreichen, war neben der gezielten Abstimmung der Zementhauptbestandteile im Zementwerk der auf den Zement abgestimmte Einsatz der Betonzusatzmittel bei angemessenem Leimgehalt ein Schlüssel zum Erfolg.

Weiterhin zeigte sich, dass bei bestimmten Dauerhaftigkeitseigenschaften (z.B. beim Chlorideindringwiderstand) im Hinblick auf besonders exponierte Umgebungsbedingungen noch Optimierungspotential besteht. Auch die Umweltwirkung (ökobilanzielle Betrachtung) kann weiter verbessert werden. Gerade mit Blick auf den Chlorideindringwiderstand wird dies möglich durch den Einsatz von Hüttensand als drittem Hauptbestandteil. In diesem Forschungsvorhaben wurde im Vergleich zu [1, 2] ein entsprechend umfangreicheres Zusammensetzungsfeld im Dreistoffsystem Klinker (K) – Hüttensand (S) – Kalkstein (LL) untersucht (vgl. Bild 1).

Abstract

Cements lying within an extensive range of compositions in the ternary system consisting of clinker (K), granulated blastfurnace slag (S) and limestone (LL) were investigated in a research project sponsored by the German Federal Environmental Foundation. Tests were carried out on the durability of concretes made with cements within the composition limits of the currently envisaged extension of DIN EN 197-1 and beyond.

It was found that cements with a Portland cement clinker content of about 50 mass % using granulated blastfurnace slag and limestone as the other main constituents are suitable, in principle, for producing structural concretes. These cements gave fresh concrete properties as used in practice, good mechanical properties and, with the exception of freeze-thaw resistance, admissible durability properties within the framework of the currently valid descriptive rules of DIN 1045-2.

Concretes made with cements lying outside the range of the currently envisaged extension of DIN EN 197-1 with a Portland cement clinker content of about 20 to 35 mass % with granulated blastfurnace slag and limestone as the other main constituents can also exhibit admissible durability properties provided not only granulometric matching of the main constituents but also exacting concrete technology measures (low-water concrete with low water/ cement ratio and corresponding addition levels of admixtures) are applied in the concrete production.

1 Introduction

The studies conducted in the context of this research project build on the results of the completed project "Reducing the environmental impact of concrete construction through the use of cements with a high limestone content" [1, 2] and provide information regarding the use of new cements in accordance with the revised European cement standard EN 197-1.

In [1, 2] it was established that cements with up to 50 mass % limestone as main constituent can be employed to produce concretes with admissible durability properties. This involved having to reduce the water-cement ratio to w/c = 0.35. In addition to the specific adjustment of the main cement constituents at the cement plant, a further key to achieving practicable workability was the use of concrete admixtures suited to the cement, along with an appropriate paste content. It also became apparent that potential for optimisation still exists with regard to certain durability properties (e.g. resistance to chloride penetration) in the case of environmental conditions involving particularly high exposure levels. There is also scope for further improvement in terms of the environmental impact (life cycle assessment). For resistance to chloride penetration in particular, this can be achieved through the use of granulated blast furnace slag as third main constituent. By contrast with [1, 2], this research project accordingly investigated a more extensive composition range in the ternary system consisting of clinker (K) granulated blast furnace slag (S) limestone (LL) (Fig. 1).

The composition of the cements was based on the key points of the planned extension to EN 197-1. The durability of the concretes



Bild 1: Untersuchungsrahmen, dargestellt im Dreistoffsystem des Zements, zusammengesetzt aus Portlandzementklinker (K), Hüttensand (S) und Kalkstein (LL)

Figure 1: Framework of the investigation, shown as a ternary cement system consisting of Portland cement clinker (K), granulated blastfurnace slag (S) and limestone (LL)

Die Zusammensetzung der Zemente orientierte sich an den Eckpunkten der geplanten Erweiterung der EN 197-1. Die Dauerhaftigkeit der Betone wurde mit den Methoden untersucht, die sich im vorangegangen Forschungsvorhaben bewährt hatten und im Übrigen im Rahmen von Zulassungen relevant wären. Diese wurden durch die Schnellcarbonatisierung und die Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstandes ergänzt.

2 Versuche

2.1 Zemente und Zementhauptbestandteile

Ein CEM I 52,5 R, ein CEM I 42,5 N und ein CEM III/A 42,5 N der Firma Spenner Zement wurden als Referenz- bzw. Ausgangszemente verwendet. Die Prüfzemente wurden durch Mischen eines CEM I 52,5 R mit den gesondert gemahlenen vier Hüttensanden bzw. einem gemahlenem Kalkstein hergestellt. Die Zemente werden nach folgendem Prinzip bezeichnet:

CEM (50K, 30S, 20 LL) – 50 M.-% CEM I 52,5 R, 30 M.-% Hüttensand, 20 M.-% Kalkstein.

Für die Mörtelversuche erfolgte das Mischen der Komponenten im Labor. Für die Betonversuche wurden werkseitig produzierte Zemente verwendet. Die untersuchten Zemente sind in Bild 1 eingetragen.

2.2 Mörteleigenschaften

Die Mörteldruckfestigkeiten der in Bild 1 mit Rauten markierten Zemente wurden ermittelt. Die vollständigen Ergebnisse können dem Abschlussbericht entnommen werden. Die Druckfestigkeit sowohl von Normmörteln als auch von Mörteln mit abweichenden Zementgehalten und Wasserzementwerten wurde nach 2, 7, 28 und 91 Tagen gemäß DIN EN 196-1 geprüft (Bild 2). Normmörtel mit einem Wasserzementwert von w/z = 0,50 wurden gemäß DIN EN 196-1 prinzipiell ohne die Verwendung von Fließmitteln mit einem Zementgehalt von 450 g je Mischung hergestellt. Mörtel mit einem Wasserzementwert von w/z = 0,40 wurden, um einen konstanten Leimgehalt von rd. 420 l/m³ beizubehalten, mit einem Zementgehalt von 500 g je Mischung hergestellt, Mörtel mit w/z = 0,35 mit 535 g je Mischung. Ein PCE-basiertes Fließmittel wurde verwendet, um ein konstantes Ausbreitmaß von 160 ± 10 mm zu erzielen. Im Folgenden sind beispielhaft die Ergebnisse was studied with the same methods as those successfully employed in the previous research project and which were also relevant with regard to technical approval. These were supplemented by accelerated carbonation and testing of the freeze-thaw resistance with de-icing salt.

2 Tests

2.1 Cements and cement main constituents

A CEM I 52,5 R, a CEM I 42,5 N and a CEM III/A 42,5 N from the Spenner Zement company were used as reference/ starting cements. The test cements were produced by mixing a CEM I 52,5 R with the four separately ground granulated blast furnace slags and with ground limestone. The principle employed for the cement designations is as follows: CEM (50K, 30S, 20 LL) 50 mass % CEM I 52,5 R, 30 mass % granulated blast furnace slag, 20 mass % limestone. The components were mixed in the laboratory for the mortar tests. Use was made of factory-produced cements for the concrete tests. The cements investigated are shown in Fig. 1.

2.2 Mortar properties

The mortar compressive strengths of the cements marked with a diamond in Fig. 1 were determined. The full results can be found in the final report. The 2, 7, 28 and 91-day compressive strengths of both standard mortars and mortars with different cement contents and water-cement ratios were tested in accordance with DIN EN 196-1 (Fig. 2). In keeping with DIN EN 196-1, standard mortars with a water-cement ratio of w/c = 0.50 were produced without the use of superplasticizers with a cement content of 450 g per mixture. In order to maintain a constant paste content of around 420 l/m³, mortars with a water-cement ratio of w/c = 0.40 were produced with a cement content of 500 g per mixture and mortars with w/c = 0.35 with 535 g per mixture. Use was made of a PCE-based superplasticizer to obtain a constant flow table spread of 160 ± 10 mm. The results for the factory-produced cements 1-3 (see Fig. 1) selected for the concrete tests are shown below by way of example. Selection of the cements was based on the following criteria:

- In a standard mortar with w/c = 0.50, the cement CEM (50 K, 30 S, 20 LL) "Z1" exhibited strengths comparable to those of the reference cements CEM I 42,5 N and CEM III/ A 42,5 N in standard mortar with w/c = 0.50. The cement labelled "1" in Fig. 1 represents the "boundary composition" between the cements CEM II/C-M (SLL) and CEM VI to be standardised in future in EN 197-1 and the new composition range shown in red in Fig. 1.
- In a mortar with w/c = 0.40, the cement CEM (35 K, 30 S, 35 LL) "Z2" exhibited strengths comparable to those of the reference cements CEM I 42,5 N and CEM III/ A 42,5 N in standard mortar with w/c = 0.50.
- With a limestone content of 50 mass %, the cement CEM (20 K, 30 S, 50 LL) "Z3" has the maximum limestone content determined in [1, 2] for cements which, with adaptation of the concrete technology, exhibited admissible durability properties in the concrete.

2.3 Concrete tests

2.3.1 General

For the concretes, the water-cement ratio was varied whilst retaining the same paste content, and a flow table spread of 500 ± 20 mm was set with the aid of superplasticizers. Table 1 shows the concrete compositions used. Rhine gravel and sand with A16/B16 grading curve was employed as aggregate.

2.3.2 Concrete compressive strength

The 1, 7 and 28-day compressive strength of the concretes B1 to B3 was determined in accordance with DIN EN 12390-3 on cubes with an edge length of 150 mm after being stored in water for 6 days (exception: 1-d values). The results are shown in Fig. 3.

The concrete B1 with cement Z1 (50 mass % CEM I) exhibits strengths comparable to those of the concretes B1 with the reference cements. As was to be expected, the strength decreases at all der werkseitig produzierten Zemente 1–3 (vgl. Bild 1) dargestellt, die für die Betonversuche ausgewählt wurden. Die Auswahl der Zemente erfolgte anhand folgender Kriterien:

- Der Zement CEM (50 K, 30 S, 20 LL) "Z1" zeigte in einem Normmörtel mit w/z = 0,50 vergleichbare Festigkeiten wie die Referenzzemente CEM I 42,5 N und CEM III/A 42,5 N im Normmörtel mit w/z = 0,50. Der in Bild 1 mit "1" bezeichnete Zement stellt die "Grenzzusammensetzung" zwischen den zukünftig in EN 197-1 genormten Zementen CEM II/C-M (S-LL) und CEM VI sowie dem in Bild 1 rot dargestellten neuen Zusammensetzungsfeld dar.
- Der Zement CEM (35 K, 30 S, 35 LL) "Z2" zeigte in einem Mörtel mit w/z = 0,40 vergleichbare Festigkeiten wie die Referenzzemente CEM I 42,5 N und CEM III/A 42,5 N im Normmörtel mit w/z = 0,50.
- Der Zement CEM (20 K, 30 S, 50 LL) "Z3" weist mit einem Kalksteingehalt von 50 M.-% den in [1, 2] ermittelten maximalen Kalksteingehalt für solche Zemente auf, die mit angepasster Betontechnologie im Beton zulassungsfähige Dauerhaftigkeitseigenschaften zeigten.

2.3 Betonversuche

2.3.1 Allgemeines

Für die Betone wurde der Wasserzementwert unter Beibehaltung des Leimgehalts variiert und durch die Verwendung von Fließmitteln ein Ausbreitmaß von 500 ± 20 mm eingestellt. Tabelle 1 zeigt die verwendeten Betonzusammensetzungen. Als Gesteinskörnung wurde Rheinkiessand der Sieblinie A16/B16 verwendet.

2.3.2 Betondruckfestigkeit

Die Betondruckfestigkeit der Betone B1 bis B3 wurde nach DIN EN 12390-3 im Alter von 1, 7 und 28 Tagen an Würfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm nach 6 Tagen Wasserlagerung (Ausnahme 1-d-Werte) bestimmt. Die Ergebnisse zeigt Bild 3.

Der Beton B1 mit Zement Z1 (50 % ČEM I) zeigte vergleichbare Festigkeiten wie die Betone B1 mit den Referenzzementen. Mit weiter abnehmendem Klinkergehalt sank die Festigkeit zu allen Prüfzeitpunkten erwartungsgemäß. Die Betone B2 mit Zement Z2 bzw. B3 mit Zement Z3 wiesen zwar etwas höhere Festigkeiten auf als die Referenzbetone, die Festigkeit des Betons alleine ist jedoch kein hinreichendes Merkmal für alle Dauerhaftigkeitseigenschaften.

2.3.3 Carbonatisierung

Die Carbonatisierungstiefe wurde an Feinbetonprismen mit den Abmessungen 40 mm x 40 mm x 160 mm und einer Sieblinie A8/B8 durchgeführt. Dies entspricht den Randbedingungen in Zulassungsverfahren des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) für Zemente. Mörtel mit einem Wasserzementwert von w/z = 0,50 wurden ohne die Verwendung von Fließmitteln mit



Bild 2: Mörteldruckfestigkeiten Figure 2: Mortar compressive strengths

Tabelle 1: Betonzusammensetzungen Table 1: Concrete compositions

	Concrete B1	Concrete B2	Concrete B3		
Cement content in kg/m ³	320	365	390		
Water/cement ratio	0.50	0.40	0.35		
Content of air voids in %	Not specified				
Paste content incl. aggregate fraction < 125 µm in l/m³	290 ± 5	290 ± 5	290 ± 5		
Flow table spread in mm	500 ± 20	500 ± 20	500 ± 20		

test ages with further decreasing clinker content. The concretes B2 with cement Z2 and B3 with cement Z3 reveal somewhat greater strengths than the reference concretes, but the strength of the concrete alone is not an adequate indicator for all durability properties.

2.3.3 Carbonation

The carbonation depth was studied on fine concrete prisms measuring 40 mm x 40 mm x 160 mm with A8/B8 grading curve. This corresponds to the boundary conditions in the German Institute for Construction Technology (DIBt) approval processes for cements. Mortars with a water-cement ratio of w/c = 0.50 were produced without the use of superplasticizers with a cement content of 450 g per mixture (in accordance with DIN EN 196-1). In order to maintain a constant paste content, mortars with a water-cement ratio of w/c = 0.40 were produced with a cement content of 500 g per mixture. For mortars with w/c = 0.35, use was made of 535 g of cement per mixture. Half the prisms were subjected to 7 days of pre-storage in water at a temperature of (20 ± 1) °C, whereas the other half was stored in water for 28 days at a temperature of (20 ± 1) °C. The test specimens were subsequently stored at a temperature of (20 ± 2) °C and a relative humidity of (65 ± 5) %. The carbonation depths after 140 days' storage with a CO₂ concentration of 0.04 $\overline{\%}$ are shown in Fig. 4. The carbonation rates are given in mm/a^{0.5}. This unit corresponds to the current status of discussions regarding the definition of possible carbonation classes in European standardisation.

In Fig. 5 the carbonation rates are classified in the evaluation background in accordance with Appendix B in [3]. The unit used here is mm/d^{0.5}. Mortars not shown have compressive strengths which are too high for the given scaling (see Fig. 2). After 7 days of pre-storage, the mortars – possibly with adapted water-cement ratios – are below the limit value function marked with a black line. Following 28 days of pre-storage, the results are in the vicinity of



Bild 3: Druckfestigkeitsentwicklung der Betone B1 bis B3 Figure 3: Compressive strength development of concretes B1 to B3

einem Zementgehalt von 450 g je Mischung hergestellt (gemäß DIN EN 196-1). Mörtel mit einem Wasserzementwert von w/z = 0,40 wurden, um einen konstanten Leimgehalt beizubehalten, mit einem Zementgehalt von 500 g je Mischung hergestellt. Für Mörtel mit w/z = 0,35 wurden 535 g Zement je Mischung verwendet. Jeweils die Hälfte der Prismen wurde 7 Tage in Wasser mit einer Temperatur von (20 ± 1) °C vorgelagert, die andere Hälfte lagerte 28 Tage in Wasser mit einer Temperatur von (20 ± 1) °C. Anschließend lagerten die Probekörper bei einer Temperatur von (20 ± 2) °C und einer relativen Feuchte von (65 ± 5) %. Die Carbonatisierungstiefen nach 140 Tagen Lagerung bei einer CO2-Konzentration von 0,04 % sind in Bild 4 dargestellt. Die Carbonatisierungsgeschwindigkeiten sind in mm/a^{0,5} angegeben. Diese Einheit entspricht dem derzeitigen Diskussionsstand über die Definition von möglichen Carbonatisierungsklassen in der europäischen Normung.

the limit value or, in one case, above it. Most of the mortars and cements exhibit admissible carbonation rates.

2.3.4 Resistance to chloride penetration

The resistance of the concrete to the penetration of chlorides was determined using a rapid test method (migration test: [4, 5]). The 35 and 98-day test results can be seen in Fig. 6.

Irrespective of the water-cement ratio, all concretes with test cements exhibit low chloride migration coefficients – i.e. high resistance to the penetration of chlorides. It was thus possible to eliminate a significant "weakness" of the cements investigated in [1, 2], which contained only limestone as further main constituent. In the cements studied in the research project, a granulated blast furnace slag content of 30 mass % was sufficient to assure a high resistance to chloride penetration for hydraulic engineering



Bild 4: Carbonatisierungstiefen und -geschwindigkeiten von Feinbetonen nach 140 d Hauptlagerung Figure 4: Depths and speeds of carbonation in fine concretes after 140 days of main storage



Bild 5: Einordnung in den Bewertungshintergrund gemäß Anhang B in [3] Figure 5: Classification in the evaluation background in accordance with Appendix B in [3]



Bild 6: Chlorideindringwiderstand der Betone B1 bis B3 Figure 6: Chloride penetration resistance of concretes B1 to B3

In Bild 5 sind die Carbonatisierungsgeschwindigkeiten in den Bewertungshintergrund gemäß Anhang B in [3] eingeordnet. Die hier verwendete Einheit ist $mm/d^{0,5}$. Nicht eingezeichnete Mörtel haben zu hohe Druckfestigkeiten für die vorgegebene Skalierung (vgl. Bild 2). Die Mörtel – ggf. mit angepassten Wasserzementwerten – liegen bei einer Vorlagerung von 7 Tagen unterhalb der mit einer schwarzen Linie gekennzeichneten Grenzwertfunktion. Bei einer Vorlagerung von 28 Tagen liegen die Ergebnisse im Bereich des Grenzwertes bzw. in einem Fall darüber. Die Mörtel bzw. Zemente weisen in den meisten Fällen zulassungsfähige Carbonatisierungsgeschwindigkeiten auf.

2.3.4 Chlorideindringwiderstand

Der Widerstand des Betons gegenüber eindringenden Chloriden wurde mithilfe eines Schnellverfahrens (Migrationstest: [4, 5]) ermittelt. Die Prüfergebnisse im Alter von 35 Tagen bzw. 98 Tagen zeigt Bild 6.

Alle Betone mit Prüfzementen weisen unabhängig vom Wasserzementwert geringe Chloridmigrationskoeffizienten – d.h. hohe Widerstände gegen das Eindringen von Chloriden – auf. Damit konnte eine wesentliche "Schwäche" der in [1, 2] untersuchten Zeapplications for example ($\leq 10 \cdot 10^{-12}$ m/s² for XS1-2, XD1-2 or $\leq 5 \cdot 10^{-12}$ m/s² for XS3, XD3 in accordance with [6]).

2.3.5 Freeze-thaw resistance

The freeze-thaw resistance of concretes was tested using the CIF method in accordance with CEN/TR 15177. Scaling and the relative dynamic modulus of elasticity were determined. The results are shown in Figs. 7 and 8 as mean values for five test specimens in each case.

In the case of unsuitable starting materials or an unsuitable concrete composition, freeze-thaw attack without the action of thawing agents can generally be expected to result primarily in internal microstructural damage. According to [5], this can be described by the relative dynamic modulus of elasticity.

Fig. 7 shows that, when used in the concrete B1, the test cements Z1-Z3 lead to scaling or a relative dynamic modulus of elasticity above or below the assessment criterion. Lowering of the water-cement ratio to w/c = 0.40 resulted in a significantly smaller reduction in the relative dynamic modulus of elasticity. The concrete with cement 1 is above the assessment criterion. If the water-cement ratio is further lowered to w/c = 0.35, the concretes with cement 2 and cement 3 are also above the assessment criterion (Fig. 8). The scaling criterion is always satisfied for water-cement ratios w/c < 0.50.

2.3.6 Tensile splitting strength and modulus of elasticity

The results obtained from testing of the modulus of elasticity in accordance with DIN 1048-5:1991-06 and of the tensile splitting strength in accordance with DIN EN 12390-5:2009-07 are presented in Figs. 9 and 10. The tests were performed at a concrete age of 28 days. The modulus of elasticity and the tensile splitting strength of the concretes were within the expected range in accordance with DIN EN 1992-1-1.

2.3.7 Creep and shrinkage

Creep and shrinkage measurements on cylinders with diameter = 158 mm and h = 300 mm were taken on two cylinders in each case in accordance with DAfStb (German Committee for Structural Concrete) Issue 422, Section 2.6. After casting, the test specimens were left in the formwork for one day, then stored under water until the 7th day before being subsequently stored at a temperature of 20 °C and a relative humidity of (65 ± 2) %. The shrinkage meas-



Bild 7: Abwitterung und rel. dyn. E-Modul von Betonen mit Wasserzementwerten w/z = 0,50; 28-d-Vorlagerung Figure 7: Scaling and relative dynamic elastic modulus of concretes with water/cement ratios w/c = 0.50; 28 d pre-storage

mente, die ausschließlich Kalkstein als weiteren Hauptbestandteil enthielten, beseitigt werden. Ein Hüttensandgehalt von 30 M.-% Hüttensand war bei den im Forschungsvorhaben untersuchten Zementen ausreichend, um einen hohen Chlorideindringwiderstand für Anwendungen z.B. im Wasserbau ($\leq 10 \cdot 10^{-12}$ m/s² für XS1-2, XD1-2 bzw. ($\leq 5 \cdot 10^{-12}$ m/s² für XS3, XD3 gemäß [6])) sicherstellen zu können.

2.3.5 Frostwiderstand

Der Frostwiderstand von Betonen wurde mittels des CIF-Verfahrens gemäß CEN/TR 15177 bestimmt. Die Abwitterung und der relative dynamische E-Modul wurden ermittelt. Die Ergebnisse zeigen die Bilder 7 und 8 als Mittelwerte von jeweils fünf Prüfkörpern.

Beim Frostangriff ohne Einwirkung von Taumitteln ist bei nicht geeigneten Ausgangsstoffen bzw. nicht geeigneter Betonzusammensetzung i.d.R. hauptsächlich mit einer inneren Gefügeschädigung zu rechnen. Diese kann gemäß [5] durch den relativen dynamischen E-Modul beschrieben werden.

Bild 7 zeigt, dass die Prüfzemente Z1-Z3 bei Verwendung im Beton B1 zu Abwitterungen bzw. einem relativen dynamischen E-Modul oberhalb bzw. unterhalb des Bewertungskriteriums führen. Eine Absenkung des Wasserzementwertes auf w/z = 0,40 führte zu einer deutlich geringeren Abnahme des relativen dynamischen E-Moduls. Der Beton mit Zement 1 liegt oberhalb des Bewertungskriteriums. Bei einer weiteren Absenkung des Wasserzementwertes auf w/z = 0,35 liegen auch die Betone mit Zement 2 und Zement 3 oberhalb des Bewertungskriteriums (Bild 8). Das Abwitterungskriterium wird für Wasserzementwerte w/z < 0,50 in jedem Fall eingehalten.

2.3.6 Spaltzugfestigkeit und Elastizitätsmodul

Ergebnisse zur Prüfung des E-Moduls nach DIN 1048-5:1991-06 und zur Spaltzugfestigkeit nach DIN EN 12390-5:2009-07 sind in den Bildern 9 und 10 dargestellt. Die Prüfungen erfolgten im Betonalter von 28 Tagen. Der E-Modul und die Spaltzugfestigkeit der Betone lagen im zu erwartenden Bereich nach DIN EN 1992-1-1. The creep stress of $\sigma_u = 1/3 f_{c,cyl}$ was applied at an age of 28 days. Creep measurements were taken up to an age of 140 days after loading.

The shrinkage strain behaviour patterns measured are shown in Fig. 11. A certain swelling of the concrete with blast furnace cement can initially be seen during water storage. With a watercement ratio w/c = 0.50, the strain values of the concrete with Z1 are "in the middle" of the range "spanned" by the concretes with the reference cements CEM I and CEM III/ A. The shrinkage strain of the concretes with lower water-cement ratios and cements Z2 and Z3 is between that of CEM I and CEM III/ A with w/c = 0.50.

The creep strain behaviour patterns measured are shown in Fig. 12. These show creep shortening only and do not contain any elastic shortening or shrinkage shortening. The shortening values relate to the initial measurement immediately after the start of loading. The creep shortening of the concretes with cements containing several main constituents is always less than the creep shortening of the concrete with the Portland cement CEM I. With the same water-cement ratio w/c = 0.50, the creep shortening of the concrete with CEM III/A. The two cements have a comparable clinker content of approx. 50 mass %.

Comparison of the measured values with the calculated shrinkage deformation and creep coefficients of the concretes studied (Figs. 13 and 14) shows that the measured shrinkage deformation and creep coefficients of all concretes are well below the specifications of Eurocode 2 and Model Code 2010.

2.3.8 Robustness

The topic of "Robust concrete properties for construction sites" is one of the major areas of discussion with regard to the evolution of the regulations for concrete construction. The influence of water content fluctuations as encountered in practice on selected hardened concrete properties was studied within the context of this project.



Bild 8: Rel. dyn. E-Modul von Betonen mit Wasserzementwerten w/z = 0,40 und w/z = 0,35 (Referenzen mit w/z = 0,50); 28 d Vorlagerung Figure 8: Relative dynamic elastic modulus of concretes with water/cement ratios w/c = 0.40 and w/c = 0.35; 28 d pre-storage (reference concretes with w/c = 0.50); 28 d pre-storage



Bild 9: Darstellung des E-Moduls Figure 9: Elastic modulus

2.3.7 Kriechen und Schwinden

Die Schwind- und Kriechmessungen an Zylindern mit den Abmessungen \emptyset = 158 mm, h = 300 mm wurden gemäß DAfStb-Heft 422, Abschnitt 2.6 an je zwei Zylindern durchgeführt. Die Probekörper wurden nach dem Betonieren einen Tag in der Schalung belassen, danach bis zum 7. Tag unter Wasser und anschließend bei einer Temperatur von 20 °C und einer relativen Luft-



Bild 10: Darstellung der Spaltzugfestigkeit Figure 10: Tensile splitting strength

The extent to which variation of the water content ($\Delta W = -10$, 0, +10 and +20 l/m³) affects compressive strength and resistance to carbonation was examined. The tests were performed on both concretes with two trial cements (B1 with cement Z1 and B3 with cement Z3) and on the reference concrete B1 with CEM III/A 42,5 N. All twelve concretes were set to a flow table spread of 500 ± 20 mm by way of corresponding superplasticizer dosing.



Bild 11: Verlauf der Schwindverformungen der Referenzbetone und der Betone mit klinkereffizienten Zementen

Figure 11: Behaviour pattern of the shrinkage deformation of the reference concretes and of the concretes made with clinker-efficient cements



Bild 12: Kriechverformungen der Referenzbetone und der Betone mit klinkereffizienten Zementen

Figure 12: Creep deformation of the reference concretes and of the concretes made with clinker-efficient cements



Bild 13: Vergleich der Messergebnisse zum Schwinden mit den Ansätzen nach Model Code 2010 und Eurocode 2 Figure 13: Comparison of the test results for shrinkage with the procedures specified in Model Code 2010 and Eurocode 2

feuchte von (65 ± 2) % gelagert. Die Schwindmessungen wurden nach sechs Tagen Wasserlagerung bis zu einem Alter von 168 Tagen nach Auslagerung durchgeführt.

Die Kriechspannung von $\sigma_u = 1/3 f_{c,cyl}$ wurde im Alter von 28 Tagen aufgebracht. Die Kriechmessungen erfolgten bis zu einem Alter von 140 Tagen nach Belastung.

Die gemessenen Schwinddehnungsverläufe sind in Bild 11 dargestellt. Man erkennt zunächst ein gewisses Quellen des Betons mit Hochofenzement während der Wasserlagerung. Bei einem Wasserzementwert w/z = 0,50 liegen die Dehnungen des Betons mit Z1 "mittig" in dem durch die Betone mit den Referenzzementen CEM I und CEM III/A "aufgespannten" Wertebereich. Die Schwinddehnungen der Betone mit den verringerten Wasserzementwerten und den Zementen Z2 und Z3 ordnen sich zwischen CEM I und CEM III/A mit w/z = 0,50 ein.

Die gemessenen Kriechdehnungsverläufe sind in Bild 12 dargestellt. Es handelt sich um die reinen Kriechverkürzungen – elastische Verkürzungen und Schwindverkürzungen sind nicht enthalten. Die Verkürzungen beziehen sich auf die Erstmessung unmittelbar nach dem Belastungsbeginn. Die Kriechverkürzungen der Betone mit Zementen mit mehreren Hauptbestandteilen sind durchweg geringer als die Kriechverkürzung des Betons mit dem Portlandzement CEM I. Bei gleichem Wasserzementwert w/z = 0,50 liegt die Kriechverkürzung des Betons mit Z1 im Bereich der Werte des Betons mit CEM III/A. Beide Zemente weisen einen vergleichbaren Klinkergehalt von rd. 50 M.-% auf.

Ein Vergleich der Messwerte mit den rechnerischen Schwindverformungen und Kriechzahlen der untersuchten Betone (s. Bilder 13 und 14) zeigt, dass die gemessenen Schwindverformungen und Kriechzahlen aller Betone deutlich geringer sind als nach Eurocode 2 und Model Code 2010.

2.3.8 Robustheit

"Robuste, baustellengerechte Betoneigenschaften" ist zur Zeit eines der beherrschenden Themen in der Weiterentwicklung des Regelwerks für die Betonbauweise. Im Rahmen dieses Projektes wurde der Einfluss praxisrelevanter Wassergehaltsschwankungen auf ausgewählte Festbetoneigenschaften überprüft.

Es wurde untersucht, inwieweit sich die Variation des Wassergehalts ($\Delta W = -10, 0, +10$ und $+20 \text{ l/m}^3$) auf die Druckfestigkeit und den Carbonatisierungswiderstand auswirkt. Die Versuche wurden sowohl an Betonen mit zwei Versuchszementen (B1 mit Zement Z1 und B3 mit Zement Z3) als auch am Referenzbeton



Bild 14: Vergleich der ermittelten Kriechzahl mit den Ansätzen nach Model Code 2010 und Eurocode 2 Figure 14: Comparison of the measured creep coefficient with the procedures specified in Model Code 2010 and Eurocode 2

The influence on compressive strength was investigated by testing the 2 and 28-day compressive strength on cubes with 150 mm edge length. The effect on resistance to carbonation was quantified by measuring the carbonation depth (storage at 20 °C, 65 % rel. humidity and increased CO₂ concentration of 2 vol. %).

Figs. 15 and 16 show the absolute values, Figs. 17 and 18 the results referenced to concrete with $\Delta W = 0$. The compressive strength of the concretes with the trial cements reacts more sensitively to the change in water content than the compressive strength of the reference concrete with CEM III/A. The dosing of water therefore calls for appropriate caution in practice. The change in the relative carbonation depth when using the trial cements is comparable to the extent found with use of a CEM III/A.

3 Life cycle assessment

3.1 General

The environmental impact of the cements and concretes investigated in the research project is calculated and presented in the form of graphs in the following. For calculation purposes, recourse was made to the GaBi 5 software basic data of the life cycle cost network and the EPD for average German cement (VDZ) [7]. No consideration was given to transportation from the plant to the purchaser with regard to assessment of the cements and concretes.

3.2 Environmental impact assessment

The applicable performance (compressive strength and durability) was taken into account when assessing the environmental impact of the concretes. Concretes with trial cements were compared to reference concretes and a concrete using cement with a high limestone content (CEM 50 % LL) studied in the preceding research project [1, 2]. Figs. 19 and 20 show the results of life cycle assessment for the concretes with comparable performance in terms of compressive strength and carbonation rate. The 28-day compressive strengths of the concretes investigated are (65 \pm 10) N/mm².

Results comparable to those of the reference concretes with regard to resistance to chloride penetration were obtained for the concretes B1 with cement Z1, B2 with cement Z2 and B3 with cement Z3. The concrete B3 with CEM 50 % LL from [1, 2] had a far higher chloride migration coefficient.

B1 mit CEM III/A 42,5 N durchgeführt. Alle zwölf Betone wurden durch eine entsprechende Fließmitteldosierung auf ein Ausbreitmaß von 500 ± 20 mm eingestellt.

Der Einfluss auf die Druckfestigkeit wurde durch die Prüfung der 2- und 28-Tage-Druckfestigkeit an Würfeln mit 150 mm Kantenlänge untersucht. Der Einfluss auf die Dauerhaftigkeit gegenüber Carbonatisierung wurde durch die Messung der Carbonatisierungstiefe (Lagerung bei 20 °C, rel. Feuchte von 65 % und erhöhter CO₂-Konzentration von 2 Vol.-%) quantifiziert.

Die Bilder 15 und 16 zeigen die absoluten Werte, die Bilder 17 und 18 die auf Beton mit $\Delta W = 0$ bezogenen Ergebnisse. Die Druckfestigkeit der Betone mit den Versuchszementen reagiert



Bild 15: Druckfestigkeit in Abhängigkeit von dem Wassergehalt Figure 15: Compressive strength in relation to water content



Bild 17: Druckfestigkeit in Abhängigkeit vom Wassergehalt, bezogen auf ∆W = 0

Figure 17: Compressive strength in relation to water content, relative to $\Delta W = 0$

The greenhouse potential associated with the concrete B1 with cement C1 is approx. 35 % lower than for a theoretical concrete using EPD average cement. Greater savings of up to 40 % and 55 % can be achieved by employing the concretes B2 with cement Z2 and B3 with cement Z3.

A limiting factor in terms of the energy demand as compared to the concrete with EPD average cement was the greater fineness of the trial cements..



Bild 16: Carbonatisierungstiefe in Abhängigkeit von dem Wassergehalt Figure 16: Depth of carbonation in relation to water content



Bild 18: Carbonatisierungstiefe in Abhängigkeit vom Wassergehalt, bezogen auf ΔW = 0

Figure 18: Depth of carbonation in relation to water content, relative to $\Delta W = 0$



Bild 19: Treibhauspotenzial der untersuchten Betone aus Werkszementen

Figure 19: Greenhouse potential of the concretes under investigation made with factory cements

sensibler auf die Änderung des Wassergehaltes als die Druckfestigkeit des Referenzbetons mit CEM III/A. In der Praxis ist daher entsprechende Sorgfalt bei der Wasserdosierung geboten. Die relative Carbonatisierungstiefe verändert sich bei Verwendung der Versuchszemente in vergleichbarem Ausmaß wie bei Verwendung eines CEM III/A.

3 Ökobilanzierung 3.1 Allgemein

Nachfolgend werden die Umweltwirkungen der im Forschungsprojekt untersuchten Zemente und Betone berechnet und grafisch dargestellt. Für die Berechnungen wurde auf die Basisdaten der Software GaBi 5 des Netzwerks Lebenszykluskosten und die EPD für den deutschen Durchschnittszement (VDZ) zugegriffen [7]. Für die Bewertung der Zemente und Betone wurden die Transportwege vom Werk zum Abnehmer vernachlässigt.

3.2 Bilanzierung der Betone

Bei Bilanzierung der Umweltwirkung der Betone wurde die jeweilige Leistungsfähigkeit (Druckfestigkeit und Dauerhaftigkeit) berücksichtigt. Betone mit Versuchszementen wurden mit Referenzbetonen sowie einem im vorangegangenen Forschungsvorhaben [1, 2] untersuchten Beton mit kalksteinreichem Zement (CEM 50 % LL) verglichen. In den Bildern 19 und 20 sind die Ergebnisse zur Ökobilanzierung der Betone mit vergleichbarer Leistungsfähigkeit bezüglich Druckfestigkeit und Carbonatisierungsgeschwindigkeit dargestellt. Die 28 Tage Betondruckfestigkeiten der betrachteten Betone betragen 65 ± 10 N/mm².

Vergleichbare Ergebnisse gegenüber den Referenzbetonen hinsichtlich ihres Chlorideindringwiderstands zeigten die Betone B1 mit Zement Z1, B2 mit Zement Z2 und B3 mit Zement Z3. Der Beton B3 mit CEM 50 % LL aus [1, 2] hatte einen deutlich höheren Chloridmigrationskoeffizienten.

Im Vergleich zu einem Beton unter gedanklicher Verwendung des EPD-Durchschnittszements ergibt sich eine Minderung des Treibhauspotenzials von ca. 35 % bei Verwendung des Betons B1 mit Zement Z1. Größere Einsparungen bis zu 40 % und 55 % können bei der Verwendung der Betone B2 mit Zement Z2 und B3 mit Zement Z3 erreicht werden.



Bild 20: Gesamtenergiebedarf der untersuchten Betone aus Werkszementen

Figure 20: Total energy consumption of the concretes under investigation made with factory cements

4 Summary

The tests have shown that cements containing Portland cement clinker, granulated blastfurnace slag and limestone as the main constituents taken from the area shown in Fig. 1 with a clinker content of about 50 mass % are suitable, in principle, for producing structural concretes.

Cements in the transition region to the currently envisaged extension of DIN EN 197-1 are of particular interest. These cements give fresh concrete properties as used in practice, good mechanical properties and, with the exception of freeze-thaw resistance, very good durability properties that lie within the framework of the currently valid descriptive rules of DIN 1045-2. A precondition is chemical and mineral optimization as well as granulometric optimization of the cements. There is potential for optimization with respect to the freeze-thaw resistance.

For cements that lie outside the range of the currently envisaged extension of DIN EN 197-1 the findings of the previous cement research project into cements containing high levels of limestone [1, 2] apply in principle. Cements with Portland cement clinker, granulated blastfurnace slag and limestone as the main constituents and with clinker contents of, for example, 35 or 20 mass %, are also suitable for producing structural concretes provided not only granulometric matching of the main constituents but also exacting concrete technology measures (low-water concrete with low water/ cement ratio and corresponding addition levels of admixtures) are applied. The robustness of these concretes during construction work requires further verification. If these conditions are met then the limit of 50 mass % clinker in the cement defined in the previous research project can, where appropriate, be lowered further. This would also optimize the global warming potential and the total energy consumption for producing a cubic metre of concrete still further (see Figs. 19 and 20).

Begrenzender Faktor bezüglich des Energiebedarfs im Vergleich zum Beton mit EPD-Durchschnittszement war die erhöhte Mahlfeinheit der Versuchszemente.

4 Zusammenfassung

Die Versuche haben gezeigt, dass sich Zemente mit den Hauptbestandteilen Portlandzementklinker, Hüttensand und Kalkstein aus dem in Bild 1 gezeigten Bereich mit einem Klinkergehalt von rd. 50 M.-% prinzipiell zur Herstellung von Konstruktionsbetonen eignen.

Zemente im Übergangsbereich zu der derzeit vorgeschenen Erweiterung der DIN EN 197-1 sind dabei von besonderem Interesse: Diese Zemente führen zu praxisgerechten Frischbetoneigenschaften, guten mechanischen Eigenschaften und, mit Ausnahme des Frost-Widerstandes, zu sehr guten Dauerhaftigkeitseigenschaften bereits im Rahmen der heute gültigen deskriptiven Regeln der DIN 1045-2. Voraussetzung ist die chemisch-mineralogische sowie granulometrische Optimierung der Zemente. Optimierungspotenzial besteht bzgl. des Frost-Widerstands.

Für Zemente jenseits des Bereichs der derzeit vorgesehenen Erweiterung der DIN EN 197-1 gelten prinzipiell die Erkenntnisse des vorangegangenen Forschungsvorhabens zu kalksteinhaltigen Zementen mit hohen Kalksteingehalten [1, 2]. Zemente mit den Hauptbestandteilen Portlandzementklinker, Hüttensand und Kalkstein mit Klinkergehalten von z.B. 35 bzw. 20 M.-% sind ebenfalls für die Herstellung von Konstruktionsbeton geeignet, wenn neben einer granulometrischen Abstimmung der Hauptbestandteile anspruchsvolle betontechnologische Maßnahmen (wasserarmer Beton mit niedrigem Wasserzementwert und entsprechenden Zusatzmitteldosierungen) zur Anwendung kommen. Die Robustheit derartiger Betone im Baubetrieb bedarf einer weiteren Absicherung. Werden die genannten Bedingungen eingehalten, kann die im vorangegangen Forschungsvorhaben definierte Grenze von 50 M.-% Klinker im Zement ggf. weiter gesenkt werden. Damit würden auch das Treibhauspotenzial sowie der Gesamtenergiebedarf für Herstellung eines Kubikmeters Beton weiter optimiert (vgl. Bilder 19 und 20).

5 Weitere Ergebnisse

Weitere Untersuchungen, beispielsweise bzgl. Frost-Tausalz-Widerstand, Traglastversuche oder Robustheit der Betone bzgl. Temperaturschwankungen, wurden durchgeführt. Der Abschlussbericht kann auf www.vdz-online.de abgerufen werden.

Danksagung

Der Dank der Autoren gilt der Deutschen Bundesstiftung Umwelt e.V. (DBU) für die Förderung des Projektes.

5 Further results

Further investigations, for example with respect to resistance to freeze-thaw with de-icing salt, bearing capacity tests and robustness of the concretes with regard to temperature fluctuations, have been carried out. The final report can be accessed at www.vdz-online.de.

Acknowledgement

The authors would like to thank the DBU (German Foundation for the Environment) for sponsoring the project.

Literatur / Literature

- Müller, Ch.; Palm, S.; Graubner, C.-A.; Proske, T.; Hainer, S.; Rezvani, M.; Neufert, W.; Reuken, I.: Zemente mit hohen Kalksteingehalten Dauerhaftigkeit und praktische Umsetzbarkeit. beton 64 (2014) H. 1+2, S. 43–50
- [2] Palm, S.; Proske, T.; Rezvani, M.; Hainer, S.; Müller, Ch; Graubner, C.-A.: Cements with a high limestone content – Mechanical properties, durability and ecological characteristics of the concrete. Construction and Building Materials (2016), S. 308-318
- [3] 2013. CEN/TR 16563:2013: Principles of the equivalent durability procedure (Verfahrensgrundsätze zum Nachweis gleichwertiger Dauerhaftigkeit)
- [4] Tang, L.: Chloride Transport in Concrete Measurement and Prediction. Dissertation, Chalmers University of Technology, Göteborg 1996
 [5] BAW-Merkblatt "Chlorideindringwiderstand". Bundesanstalt für Wasserbau,
- [5] BAW-Merkblatt "Chlorideindringwiderstand". Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe 2004
 [6] BAW-Merkblatt "Chlorideindringwiderstand". Bundesanstalt für Wasserbau.
- [6] BAW-Merkblatt "Chlorideindringwiderstand". Bundesanstalt f
 ür Wasserbau, Karlsruhe 2012
- [7] Umweltproduktdeklaration des Vereins Deutscher Zementwerke e.V. Zement. Verein Deutscher Zementwerke e.V, Institut Bauen und Umwelt e.V., Düsseldorf, März 2012

Jochen Reiners, Christoph Müller, Düsseldorf

Einfluss der chemischen und physikalischen Eigenschaften von Zementstein auf das Trocknungsverhalten von Zementestrich und das Abplatzverhalten von Beton im Brandfall, Teil 1

Influence of the chemical and physical properties of hardened cement paste on the drying behaviour of cement screed and the spalling behaviour of concrete in the case of fire, part 1

Übersicht

Bei der Planung von Bauteilen aus Beton und bei der Anwendung von Zementestrichen kommt es zu zwei Fragestellungen, die es erforderlich machten, im einem Forschungsvorhaben die Feuchtespeicherung und den Feuchtetransport in zementgebundenen Baustoffen genauer zu untersuchen:

- Berichte aus der Praxis über ein vermeintlich verzögertes Trocknungsverhalten von Estrichen, die mit Portlandkomposit-(CEM II) oder Hochofenzementen (CEM III) hergestellt wurden im Vergleich zu Estrichen mit Portlandzementen (CEM I). Aufgrund der bestehenden Unsicherheiten hinsichtlich des Trocknungsverhaltens verzichten Estrichleger aktuell häufig auf die Anwendung von CEM II und CEM III-Zementen.
- die Anwendung von CEM II und CEM III-Zementen.
 Der Nachweis der Vermeidung explosiver Abplatzungen bei Betonbauteilen im Brandfall rückt durch die Verwendung von Rechenverfahren zur Tragwerksbemessung [1] stärker in den Fokus.

Die Untersuchungen zum Trocknungsverhalten von Estrichen werden im Teil 1 dieses Berichts vorgestellt. Die Vorgabe eines maximalen Feuchtegehalts (ausgedrückt in CM-%, siehe Carbid-Methode) zur Definition der Belegreife von Estrichen ist heute gängige Praxis. Die Ergebnisse des Projekts zeigen, dass diese Vorgabe nicht in allen Fällen die Zementart, die Porenverteilung im Zementstein und das hieraus resultierende Austrocknungsverhalten von Zementestrichen richtig bewertet.

In Teil 2 des Berichts werden die Ergebnisse von rechnergestützten Simulationen zur Feuchteverteilung in Betonbauteilen verschiedener Zusammensetzung unter üblichen Umgebungsbedingungen zusammengefasst. Des Weiteren beschreibt Teil 2 Versuche zum explosiven Abplatzen von Beton und die dabei erzielten Ergebnisse.

1 Einleitung und Problemstellung 1.1 Trocknungsverhalten von Zementestrich

Die "Belegreife" eines Estrichs für Bodenbeläge liegt vor, wenn der Estrich nach seinem Einbringen soweit getrocknet ist, dass der maximale Feuchtegehalt erreicht oder unterschritten wird, der vor Verlegung eines bestimmten Bodenbelags vorhanden sein darf. Wird ein Bodenbelag aufgebracht, bevor die Belegreife erreicht ist, muss mit Schäden am Bodenbelag bzw. am Estrich gerechnet werden. Die auf Baustellen am weitesten verbreitete Methode zur Ermittlung des Feuchtigkeitsgehalts von Estrichen ist die Carbid-Methode (oder "CM-Methode"). Ihre Anwendung ist mit Neu-

Abstract

In the design of structural concrete elements and the use of cement screeds there are two issues that made it necessary to investigate the storage and transport of moisture in cement-bonded building materials more closely in a research project:

- Reports from practical usage about a supposedly delayed drying behaviour of screeds that have been made with Portlandcomposite (CEM II) or blastfurnace (CEM III) cements when compared with screeds made with Portland cements (CEM I). At present screed-laying personnel often rule out the use of CEM II and CEM III cements because of the existing uncertainities with regard to their drying behaviour.
- Greater emphasis is being placed on verification of the avoidance of explosive spalling of structural concrete members in the case of fire through the use of calculation methods for designing load-bearing structures [1].

The investigations into the drying behaviour of screeds are presented in Part 1 of this report. The stipulation of a maximum moisture content (expressed in CM %, see Carbide Method) for defining the readiness of a screed for laying floor coverings is now established practice. The results of the project show that this stipulation does not evaluate the cement type, the pore distribution in the hardened cement paste and the resulting drying behaviour of cement screeds correctly in all cases.

The results of computer-aided simulations of the moisture distribution in concrete structural elements with differing compositions under normal ambient conditions are summarized in Part 2 of this report. Part 2 also describes the testing of explosive spalling of concrete and the results obtained.

1 Introduction and approach 1.1 Drying behaviour of cement screed

A screed is deemed to be ready for laying floor coverings when, following its placement, it has dried to such an extent that the moisture content is at or below the maximum level which is permissible for laying a particular floor covering.

If a floor covering is laid before the screed is ready, damage to the floor covering or screed is to be expected. The most commonly used method of determining the moisture content of screeds on construction sites is the calcium carbide method (or "CM method"). Use of this method is stipulated in the revision to the standard DIN 18560-1 [2] for assessment of the readiness of cement screeds for laying floor coverings. fassung der DIN 18560-1 [2] zur Beurteilung der Belegreife von Zementestrichen normativ vorgegeben.

Im Sinne eines zügigen Baufortschritts haben Bauherren und bauausführende Firmen ein Interesse daran, dass Estriche möglichst bald nach ihrer Verlegung soweit getrocknet sind, dass ihre Belegreife erreicht ist. Aus der Praxis wurde in der Vergangenheit immer wieder berichtet, dass sich das Trocknungsverhalten von Estrichen mit CEM II-Zementen (Portlandkompositzementen) und CEM III-Zementen (Hochofenzementen) von dem Trocknungsverhalten von Estrichen mit Portlandzementen dahingehend unterscheide, dass die Trocknung bis zur Belegreife in manchen Fällen länger dauere. Der Einfluss der Zementart auf das Trocknungsverhalten von zementgebundenen Estrichen wurde daher noch einmal systematisch untersucht. Insbesondere sollte festgestellt werden, ob die Verwendung von CEM II- und CEM III-Zementen tatsächlich das Trocknungsverhalten von Zementestrichen beeinflusst und - falls sich dies bestätigt - hierfür Gründe genannt und Hinweise zum Umgang mit diesem Verhalten gegeben werden können.

1.2 Abplatzungen bei Betonbauteilen unter Brandbeanspruchung

Werden Betonbauteile im Brandfall hohen Temperaturen ausgesetzt, kann es zum Abplatzen von Betonstücken kommen. Besondere Bedeutung haben hierbei die so genannten explosiven Abplatzungen, bei denen sich Betonstücke schlagartig von den betroffenen Bauteilen lösen und mit lauten, explosionsartigen Geräuschen fortgeschleudert werden. Das Abplatzen von größeren Betonstücken kann durch die Verminderung der Querschnitte und den Verlust der Betonüberdeckung über der Bewehrung zu einem verfrühten Versagen der betroffenen Bauteile führen. Wenn explosive Betonabplatzungen auftreten, geschieht dies meist bereits in den ersten 30 Minuten eines Brands bei Temperaturen zwischen 100 °C und 300 °C [3].

Als Ursache für das Auftreten von explosiven Betonabplatzungen unter Brandbeanspruchung werden in der Literatur von einer Vielzahl von Autoren gemeinhin zwei verschiedene Mechanismen genannt (z.B. [3]):

- Das Erhitzen von Beton und die damit verbundenen Temperaturgradienten führen zu Spannungen im Bauteil. Des Weiteren kann es beim Erhitzen zu Unterschieden zwischen den thermischen Dehnungen des Zementsteins und der Gesteinskörnung sowie zu einer Beeinträchtigung des Zementsteins aufgrund seiner Dehydratation kommen.
- Im Beton enthaltene Feuchtigkeit verdampft unter Temperatureinfluss nach außen und tritt dort aus dem Beton aus. Gleichzeitig diffundiert sie auch nach innen, wo sie in den noch kühleren Bereichen kondensiert. Es entsteht auf diese Weise ein Bereich wassergesättigter Poren ("moisture clog"), der nun eine Sperrschicht für den nachfolgenden Wasserdampf bildet. Durch die Behinderung der Bewegung von freiem Wasser, Wasserdampf und trockener Luft kommt es zu einem Anstieg des Porendrucks im Beton.

Zur Frage des relativen Einflusses der genannten Prozesse auf das explosive Abplatzen von Beton besteht derzeit keine Einigkeit unter den auf diesem Gebiet tätigen Wissenschaftlern/Experten.

Die Bemessung von Stahlbetontragwerken für den Brandfall ist normativ in dem im Jahr 2010 veröffentlichten Eurocode 2, Teil 1–2 geregelt [1]. Die Norm erlaubt neben der traditionellen Heißbemessung über Tabellen auch die Verwendung von Rechenverfahren. Der Anwender hat damit die Möglichkeit, auf Grundlage der tatsächlich zu erwartenden Brandlasten die zeitabhängige Temperaturerhöhung in Stahlbetonquerschnitten und die damit verbundenen Änderungen der Materialeigenschaften rechnerisch abzuschätzen. Eine solche Bemessung kann zu wirtschaftlicheren Bauteilen als die Verwendung von Tabellen führen.

Laut Eurocode 2, Teil 1–2, sind explosive Betonabplatzungen unwahrscheinlich, wenn der Feuchtegehalt des Betons weniger als k M.-% beträgt. Bei über k M.-% des Betons sollte eine genauere Beurteilung der Art der Gesteinskörnung, der Durchlässigkeit und der Erwärmungsgeschwindigkeit in Betracht gezogen In order to avoid holding up the progress of construction work, it is in the interests of clients and building companies for screeds to be dry enough and ready for laying floor coverings as quickly as possible after being applied. In the past, practical experience has sometimes indicated that the drying behaviour of screeds with CEM II cements (Portland composite cements) and CEM III cements (blast furnace cements) differs from that of screeds with Portland cements in that they sometimes take longer to dry until ready for laying floor coverings. The influence of the cement type on the drying behaviour of cement-bound screeds was therefore systematically investigated again. In particular the aim was to establish whether the use of CEM II and CEM III cements actually influences the drying behaviour of cement screeds and – if this were to be confirmed – to state the reasons for this, as well as to be able to give advice on how to deal with this behaviour.

1.2 Spalling on concrete components when exposed to fire

If concrete components are exposed to high temperatures in a fire, this can result in the spalling of fragments of concrete. Of particular significance is so-called explosive spalling, in which concrete fragments abruptly break away from the components concerned and fly off with a loud noise like an explosion. The spalling of large fragments of concrete can result in premature failure of the components concerned due to reduction of the cross-sections and a loss of concrete cover over the reinforcement. Explosive spalling tends to occur in the first 30 minutes of a fire at temperatures between 100 °C and 300 °C [3].

In various publications, authors have generally identified two different mechanisms as being responsible for the occurrence of explosive pop-outs on exposure to fire (e.g. [3]):

- The heating-up of concrete and the associated temperature gradients produce stresses in the component. In addition, heat generation can lead to differences between the thermal expansion of the hardened cement paste and of the aggregate, as well as to impairment of the hardened cement paste as a result of dehydration.
- Moisture contained in the concrete evaporates outwards under the influence of temperature and then emerges from the concrete. At the same time, it also diffuses inwards and condenses in the areas which are still cooler. This gives rise to a moisture clog which then acts as a barrier layer for the subsequent water vapour. Such obstruction of the movement of free water, water vapour and dry air causes an increase in pore pressure in the concrete.

There is at present no consensus among the scientists/experts working in this field as to the relative influence of the processes mentioned on the explosive spalling of concrete.

The fire design of reinforced concrete supporting structures is regulated in Eurocode 2, Parts 1-2, published in 2010 [1]. Alongside traditional fire design based on tables, the standard also permits the use of calculation methods. Users can accordingly perform calculations to estimate the time-dependent temperature increase in reinforced steel cross-sections and the associated changes in material properties on the basis of the fire loads actually to be expected. This design procedure can yield more economical components than if use is made of tables.

According to Eurocode 2, Parts 1-2, explosive spalling is unlikely if the moisture content of the concrete is less than k mass %. If the figure is above k mass %, a more accurate assessment the type of aggregate, the permeability and the heating rate should be considered if calculation methods are employed for fire design purposes. According to the standard, there is only no need for further checking of normal-strength concrete if use is made of the tables given in the standard for the fire design of reinforced concrete components. A value of 3.0 mass % is recommended for k in the standard. The final decision on the value is however at the discretion of the member states, as it did not prove possible to reach a consensus at European level on account of differences in findings. There is no more detailed information on how the moisture content is defined. In Germany, k = 4.0 mass % was set down in the national annex,

Cement type	CEM I 42,5 R	CEM III/A 42,5 N	CEM II/B-S 42,5 N	CEM II/A-LL 42,5 N	CEM II/B-V 42,5 R
Cement content 300 kg/m³, w/c = 0.65, Rhine sand/gravel B8	FE1	FE3	FE5	FE7	FE9
Cement content 330 kg/m³, w/c = 0.55, superplasticizer 1 mass % w.r.t. cement, Rhine sand/gravel B8	FE2	FE4	FE6	FE8	FE10

 Tabelle 1: Untersuchte Estrichzusammensetzungen mit Zementen des "Herstellers 1"

 Table 1: Screed compositions investigated with cements from "Producer 1"

werden, wenn die Heißbemessung über Rechenverfahren erfolgt. Nur wenn die in der Norm angegeben Tabellen zur Heißbemessung von Stahlbetonteilen verwendet werden, ist laut Norm für normalfesten Beton keine weitere Überprüfung notwendig. In der Norm wird für k ein Wert von 3,0 M.-% empfohlen. Die Entscheidung über die Höhe des Wertes wird aber letztlich den Mitgliedsstaaten überlassen, da aufgrund unterschiedlicher Erkenntnisse auf europäischer Ebene keine Einigung über diesen Wert erzielt werden konnte. Genauere Angaben dazu, wie der Feuchtegehalt definiert ist, fehlen. In Deutschland wurde im nationalen Anhang k = 4,0 M.-% festgelegt, die meisten nationalen Anhänge anderer europäischer Länder folgen der Empfehlung k = 3,0 M.-%.

Systematische Untersuchungen zum Einfluss der Betonzusammensetzung und der Umgebungsbedingungen auf den Feuchtegehalt und die Feuchteverteilung in Betonbauteilen lagen bislang nicht vor. Die Vorhersage des quantitativen Feuchtegehalts in Betonbauteilen war daher in der Regel nur sehr eingeschränkt möglich, da dieser in hohem Maße von der gewählten Betonrezeptur und den Umgebungsbedingungen abhängt.

Will man die Tragwerksplaner in die Lage versetzen, die modernen Rechenmethoden und ihre Potenziale zu nutzen, ist es erforderlich, zu untersuchen, welche Feuchtegehalte und -verteilungen bei Betonen verschiedener Zusammensetzungen bei üblichen Umweltbedingungen typischerweise vorliegen. Im vorliegenden Forschungsvorhaben sollte gleichzeitig überprüft werden, welchen Einfluss die Betonzusammensetzung und der Feuchtegehalt des Betons auf das Auftreten von Abplatzen beim Erhitzen von Beton haben können.

2 Trocknungsverhalten von Zementestrich 2.1 Untersuchungen zum Trocknungsverhalten von Zementestrich

Zur Untersuchung des Trocknungsverhaltens von Zementestrichen wurden Probekörper mit zwei Zusammensetzungen und jeweils fünf Zementarten – d.h. zehn Estrichrezepturen – hergewhereas the national annexes of most other European countries follow the recommendation k = 3.0 mass %.

So far, no systematic studies have been presented on the influence of the concrete composition and the ambient conditions on moisture content and moisture distribution in concrete components. Predictions about the quantitative moisture content of concrete components have therefore generally only been possible to a very restricted extent, as this greatly depends on the concrete formulation selected and the ambient conditions.

In order to enable designers of loadbearing members to make use of modern calculation methods and the potential these offer, it is necessary to investigate the moisture content and moisture distribution typically found in concretes of different compositions under standard ambient conditions. A further objective of this research project was to examine the possible influence of the concrete composition and moisture content on the occurrence of spalling when concrete is heated.

2 Drying behaviour of cement screed 2.1 Investigations into the drying behaviour of cement screed

To study the drying behaviour of cement screeds, test specimens were produced with two compositions and five cement types in each case – i.e. ten screed formulations.

For this purpose, moulds were made from rigid foam panels and lined on the inside with diffusion-resistant adhesive tape. Five test specimens with a base area of 30 cm x 30 cm and a screed thickness of 6 cm as used in practice were produced from each of the compositions shown in Table 1 (Fig. 1). All five cements used for the screeds were provided by one producer ("Producer 1").

After being produced, the test specimens were stored for one day at 20 °C/100 % relative humidity and for three days at 20 °C/80 % relative humidity before being put into storage at 20 °C/65 % relative humidity four days following production. The specimens were



Bild 1: Probekörper 30 cm x 30 cm x 6 cm zur Untersuchung des Trocknungsverhaltens von Zementestrich Figure 1: 30 cm x 30 cm x 6 cm test pieces for investigating the drying behaviour of cement screed



Bild 2: Ermittelte CM-Feuchten für Estriche mit einem Zementgehalt von 300 kg/m³ (w/z = 0,65)

Figure 2: Measured CM moisture levels for screeds with a cement content of 300 kg/m³ (w/c = 0.65)

stellt. Hierzu wurden Formen aus Hartschaumplatten vorbereitet, die an der Innenseite mit diffusionsdichtem Klebeband ausgekleidet wurden. Von jeder der in Tabelle 1 dargestellten Zusammensetzungen wurden fünf Probekörper mit einer Grundfläche von 30 cm x 30 cm und einer praxisüblichen Estrichdicke von 6 cm hergestellt (Bild 1). Alle fünf für die Estriche verwendeten Zemente wurden von einem Hersteller ("Hersteller 1") bereitgestellt.

Die Probekörper wurden nach der Herstellung für einen Tag im Klima 20 °C/100 % r.F. und drei Tage im Klima 20 °C/80 % r.F.





Bild 3: Ermittelte CM-Feuchten für Estriche mit einem Zementgehalt von 330 kg/m³ (w/z = 0,55) Figure 3: Measured CM moisture levels for screeds with a cement content of 330 kg/m³ (w/c = 0.55)

left in the mould until the time of moisture measurement so that drying could only take place upwards – as is the case with areas of screed in practice.

The moisture of each of the screeds was measured 7, 14, 28, 56 and 168 days after their production to document the development of the drying process over time. The rigid foam mould was removed immediately prior to moisture measurement.



Bild 4: Mittels Ofentrocknung bei 105 °C ermittelte Feuchtegehalte für Estriche mit einem Zementgehalt von 300 kg/m³ (w/z = 0,65) *Figure 4: Moisture levels determined by oven drying at 105* °C for screeds with a cement content of 300 kg/m³ (w/c = 0.65)

Bild 5: Mittels Ofentrocknung bei 105 °C ermittelte Feuchtegehalte für Estriche mit einem Zementgehalt von 330 kg/m³ (w/z = 0,55) Figure 5: Moisture levels determined by oven drying at 105 °C for screeds with a cement content of 330 kg/m³ (w/c = 0.55)

gelagert, bevor sie vier Tage nach der Herstellung ins Klima 20 °C/ 65 % r.F. umgelagert wurden. Bis zur Feuchtemessung blieben die Proben in der Form, sodass ein Trocknen – wie bei Estrichflächen in der Praxis – nur nach oben stattfinden konnte.

Die Feuchtemessung der Estriche erfolgte jeweils 7, 14, 28, 56 und 168 Tage nach der Herstellung, um so die zeitliche Entwicklung des Trocknungsprozesses zu dokumentieren. Die Form aus Hartschaum wurde unmittelbar vor der Feuchtemessung entfernt. Diese erfolgte auf zwei Arten:

- CM-Messung an repräsentativen Teilproben, die mit einem Stemmhammer von der oberen und der unteren Hälfte des Probekörpers gewonnen wurden.
- Darren durch Ofentrocknung bei 105 °C bis zur Massenkonstanz an repräsentativen Teilproben, die mit einem Stemmhammer von der oberen und der unteren Hälfte des Probekörpers gewonnen wurden.

Die CM-Messung wurde wie in [4] beschrieben durchgeführt. Die Repräsentativität der Teilproben wurde dadurch gewährleistet, dass jeweils eine genügend große, sich nicht verjüngende Entnahmestelle angelegt wurde.

Die Bilder 2 bis 5 zeigen die mittels CM-Messung und Ofentrocknung ermittelten Feuchtegehalte für die Estriche gemäß Tabelle 1. Bei der Angabe der Feuchtegehalte aus CM-Messung und Ofentrocknung wurden die Feuchtegehalte von Ober- und Unterseite gemittelt. Die mittels CM-Messung ermittelten Feuchtegehalte sind geringer als die der Ofentrocknung. Dies deutet an, dass in der CM-Messung nicht das gesamte physikalisch gebundene Wasser erfasst wird. Im zeitlichen Verlauf der Feuchtegehalte der Estriche mit Portland- und Portlandkompositzementen war kein systematischer Unterschied erkennbar. Der Feuchtegehalt der Estriche mit Hochofenzement war in allen Fällen deutlich höher. Wie man erkennt, sind die Verläufe der durch die CM-Messung und das Darren ermittelten Feuchtegehalte nicht in allen Fällen stetig. Dies ist vermutlich insbesondere auf den Einfluss der Probengewinnung zurückzuführen.

Um die Übertragbarkeit der Ergebnisse für Estriche mit Zementen des "Herstellers 1" auf Zemente anderer Hersteller zu überprüfen, wurden die o.g. Versuche mit je einem Portland-, einem Portlandkalkstein- und einem Hochofenzement zwei weiterer Hersteller wiederholt. Die höheren Feuchtegehalte der Estriche mit Hochofenzement im Vergleich zu den Estrichen mit Portland- und Portlandkalksandzement konnten dabei bestätigt werden.

Das Trocknungsverhalten der Estriche mit Hochofenzement konnte bei den Zementen des "Herstellers 1" über die Porengrößenverteilung der Estriche, die 28 Tage nach Herstellung mittels Quecksilberdruckporosimetrie ermittelt wurde (Bild 6), erklärt werden. Wie aus der Literatur bekannt (z.B. [5]), nimmt bei ansteigendem Anteil an Hüttensand und abnehmendem Anteil an Portlandzementklinker im Zement das Volumen der Gelporen zu, während der Anteil der Kapillarporen abnimmt. Für den Estrich mit CEM III/A des Herstellers 1 wird dies in Bild 6 bereits 28 Tage nach Herstellung deutlich, während sich der Verlauf der Porositätskurve beim Estrich mit CEM II/B-S zu diesem Zeitpunkt kaum von denen mit CEM I, CEM II/A-LL und CEM II/B-V unterscheidet. Mit der Porengrößenverteilung im Zementstein mit CEM III/A sind zum einen positive Dauerhaftigkeitseigenschaften wie ein höherer Chlorideindringwiderstand oder ein erhöhter Widerstand gegen chemischen Angriff, z.B. durch kalklösende Kohlensäure oder biogene Schwefelsäure [6], aber auch die über einen längeren Zeitraum gemessenen höheren Feuchtegehalte verbunden (s. Abschnitt 2.3).

2.2 Untersuchungen zum Trocknungsverhalten von Zementsteinproben

Um den Einfluss verschiedener Zementarten auf das Trocknen von Zementestrich und Betonen über längere Zeiträume ohne den Einfluss derer Probenahme bewerten zu können, wurden Probekörper aus Zementstein im Format 20 cm x 20 cm x 6 cm hergestellt (Bild 7), die über mehrere Monate regelmäßig gewogen wurden. Es wurden Wasserzementwerte von 0,30 bis 0,35 gewählt, This was done in two different ways:

- CM measurement on representative sub-samples taken from the upper and lower halves of the test specimen using a demolition hammer.
- Oven drying in a kiln at 105 °C to constant mass on representative sub-samples taken from the upper and lower halves of the test specimen using a demolition hammer.

The CM measurement was performed as described in [4]. The representativity of the sub-samples was guaranteed by creating a sufficiently large, non-tapering sampling point in each case.

Figs. 2 to 5 show the moisture contents determined for the screeds in accordance with Table 1 by way of CM measurement and oven drying. The figures given for moisture content from CM measurement and oven drying were obtained by taking the average of the moisture contents of the upper and lower sides. The moisture contents determined by way of CM measurement were lower than those from oven drying. This indicates that the CM measurement does not record all the physically bound water. The chronological development of the moisture contents of the screeds with Portland and Portland composite cements did not reveal any systematic difference. The moisture content of the screeds with blast furnace cement was far higher in all cases. As can be seen, the profiles of the moisture contents determined by way of CM measurement and kiln-drying are not constant in all cases. This can presumably be attributed above all to the influence of the sample collection method used.

To investigate whether the results for screeds with cements from "Producer 1" can be applied to cements of other producers, the above-mentioned tests were repeated using a Portland cement, a Portland limestone cement and a blast furnace cement from two other producers. The higher moisture contents of the screeds with blast furnace cement as compared to the screeds with Portland and Portland limestone cement were confirmed in this process.

In the case of the cements from "Producer 1", the explanation for the drying behaviour of the screeds with blast furnace cement was to be found in the pore size distribution of the screeds, which



Bild 6: Porosität von Zementestrichen mit Zementen des "Herstellers 1", 28 Tage nach Herstellung Figure 6: Porosity of cement screeds made with cements from Producer 1, 28 days after production



Bild 7: Probekörper mit den Abmessungen 20 cm x 20 cm x 6 cm aus Zementstein Figure 7: 20 cm x 20 cm x 6 cm test specimens made of hardened cement paste

um eine geeignete Konsistenz ohne Sedimentationserscheinungen zu erzielen. Die Probekörper wurden nach ihrer Herstellung vier Tage lang im Klima 20 °C/100 Vol.-% r.F. gelagert, dann bis auf die Oberseite mit einem Butyl-Dichtungsband mit Alukaschierung abgedichtet und in das Klima 20 °C/65 Vol.-% r.F. umgelagert.

Wie Bild 8 (linker Bereich) zeigt, gaben die beiden Zementsteine mit CEM III/A und CEM II/B-S wesentlich weniger Feuchte an die Umgebung ab als die anderen Zementsteine. Bereits nach 84 Tagen (CEM III/A) bzw. 91 Tagen (CEM II/B-S) hatten die Zementsteine Massenkonstanz erreicht. Die Verwendung von CEM II/B-V und CEM II/A-LL-Zementen führte im Vergleich zum CEM I zu einem größeren Massenverlust.



Bild 8: Massenverlust von Zementsteinproben w/z = 0,35 (d. h. zum Zeitpunkt t = 0 ca. 25,9 M.-% Wasser im Zementstein), Hersteller 1 Figure 8: Mass loss from hardened cement paste samples w/c = 0.35 (i.e. at time t = 0 approx. 25.9 mass % water in hardened cement paste), Producer 1

was determined 28 days after production by way of mercury intrusion porosimetry (Fig. 6). As is known from literature (e.g. [5]), the volume of the gel pores increases with an increasing proportion of granulated blast furnace slag and a decreasing proportion of Portland cement clinker in the cement, whereas the proportion of the capillary pores decreases. For the screed with CEM III/ A from producer 1, this already becomes apparent 28 days after production (Fig. 6), whereas the profile of the porosity curve for the screed with CEM II/B-S scarcely differs at this point from those with CEM I, CEM II/A-LL and CEM II/B-V. The pore size distribution in the hardened cement paste with CEM III/ A is associated with positive durability properties, such as greater resistance to chloride penetration or greater resistance to chemical attack by lime-dissolving carbonic acid or biogenic sulphuric acid, for example [6], but at the same time also with higher moisture contents measured over a lengthy period (see Section 2.3).

2.2 Investigations into the drying behaviour of hardened cement paste samples

To permit assessment of the influence of different cement types on the drying of cement screed and concretes over lengthy periods without the influence of sampling, test specimens made of hardened cement paste measuring 20 cm x 20 cm x 6 cm were produced (Fig. 7) and weighed at regular intervals over a period of several months. Water-cement ratios of between 0.30 and 0.35 were selected in order to achieve a suitable consistency without any sedimentation phenomena. After being produced, the test specimens were stored for four days at 20 °C/100 % relative humidity, then sealed, with the exception of the top side, with an aluminium-laminated butyl sealing tape and transferred to storage at 20 °C/65 % relative humidity.

As can be seen from Fig. 8 (left side), the two hardened cement pastes with CEM III/A and CEM II/B-S gave off far less moisture to the surroundings than the other hardened cement pastes. The hardened cement pastes had attained a constant mass after just 84 days (CEM III/A) and 91 days (CEM II/B-S). The use of CEM II/B-V and CEM II/A-LL cements resulted in a greater mass loss than was the case for CEM I.

After 200 days, the test specimens were transferred from storage at 20 °C/65 % relative humidity to storage at 40 °C/30 % relative humidity, in other words, to conditions better suited to promoting drying (which could be created in winter for example in areas with underfloor heating). The specimens were stored here for a further 185 days, and the mass loss was determined. Fig. 8 (right side) shows the results.

An interesting observation was that the change in mass of the hardened cement paste with CEM II/B-V, which, together with CEM II/A-LL exhibited the greatest loss in mass at 20 °C/65 % relative humidity, was significantly slower following transfer. This can be explained by the fact that the pozzolanic reaction of the fly ash, in other words the formation of C-S-H phases due to the fly ash reacting with the calcium hydroxide liberated on hydration of the clinker component, is given additional "impetus" by the higher temperatures. This is associated with pore refinement, which makes the hardened cement paste denser.

It can be seen that the hardened cement pastes with Portland slag cement and blast furnace cement attain a constant mass far sooner than the other three hardened cement pastes at 20 °C/65 % relative humidity. The moisture content of these hardened cement pastes (in mass %) remains higher than for comparable cements, but no further moisture is given off to the surroundings even at this earlier point in time. Even following transfer to storage at 40 °C/30 % relative humidity, the hardened cement paste with Portland cement gives off greater amounts of moisture to the surroundings than the hardened cement pastes with Portland composite and blast furnace cements.


Bild 9: Schematische Darstellung einer typischen Sorptionsisotherme für hygroskopische poröse Baustoffe (basierend auf [12] und [13]) Figure 9: Schematic representation of a typical sorption isotherm for hygroscopic porous building materials (based on [12] and [13])

Nach 200 Tagen wurden die Probekörper aus dem Klima 20 °C/ 65 Vol.-% r. F. in das Klima 40 °C/30 Vol.-% r.F. umgelagert, und so ein für die Trocknung förderlicheres Klima (welches z.B. im Winter im Bereich einer Fußbodenheizung vorherrschen könnte) gewählt. Dort wurden die Proben weitere 185 Tage gelagert, und der Massenverlust wurde bestimmt. Bild 8 (rechter Bereich) zeigt die Ergebnisse.

Bemerkenswert ist, dass der Zementstein mit CEM II/B-V, der im Klima 20 °C/65 Vol.-% r.F. zusammen mit CEM II/A-LL den größten Massenverlust zeigte, nach der Umlagerung deutlich langsamer seine Masse veränderte. Dies kann damit begründet werden, dass die puzzolanische Reaktion der Flugasche, also die Bildung von C-S-H-Phasen durch Reaktion der Flugasche mit dem bei der Hydratation des Klinkeranteils frei werdenden Calciumhydroxid, durch die höheren Temperaturen einen zusätzlichen "Anschub" erfährt. Hiermit ist eine Porenverfeinerung verbunden, was den Zementstein dichter macht.

Es kann festgestellt werden, dass die Zementsteine mit Portlandhüttenzement und Hochofenzement im Klima 20 °C/ 65 Vol.-% r.F. wesentlich früher ihre Massekonstanz erreichen als die anderen drei Zementsteine. Zwar bleibt der Feuchtegehalt dieser Zementsteine (in M.-%) höher als bei den Vergleichszementen, es wird jedoch bereits zu diesem früheren Zeitpunkt keine Feuchte mehr an die Umgebung abgegeben. Auch nach der Umlagerung in das Klima 40 °C/30 Vol.-% r.F. gibt der Zementstein mit Portlandzement größere Feuchtemengen in die Umgebung ab als die Zementsteine mit Portlandkomposit- und Hochofenzementen.

3 Zusammenfassung und Diskussion der Ergebnisse

Die Untersuchungen zum Trocknungsverhalten von Zementestrichen und Zementstein zeigten Folgendes:

- Estrichmörtel mit Hochofenzementen CEM III/A wiesen nach einer Lagerung von bis zu einem halben Jahr im Klima 20 °C/65 Vol.-% r.F. höhere Feuchtegehalte (CM-Feuchte und mittels Ofentrocknung bei 105 °C bestimmter Massenanteil der enthalten Feuchte) auf als Estriche mit anderen Zementarten.
- Zementsteine mit diesen Hochofenzementen bzw. mit Portlandhüttenzementen zeigten bei Lagerung in den Klimata 20 °C/ 65 Vol.-% r.F. und 40 °C/30 Vol.-% r.F. deutlich geringere Massenverluste und beim Klima 20 °C/65 Vol.-% r.F. bereits nach wenigen Wochen Massenkonstanz, d.h. es wurde keine weitere Feuchte an die Umgebung abgegeben.

3 Summary and discussion of the results

The investigations into the drying behaviour of cement screeds and hardened cement paste showed the following:

- After storage for up to half a year in a 20 °C/65 % r.h. climate, screed mortars made with CEM III/A blastfurnace cements exhibited higher moisture contents (CM moisture and mass fraction of the contained moisture measured by oven drying at 105 °C) than screeds made with other types of cement.
- After storage in 20 °C/65 vol. % r.h. and 40 °C/30 vol. % r.h. climates hardened cement pastes made with these blast-furnace cements or with Portland-slag cements exhibited significantly lower mass losses and in the 20 °C/65 % vol. r.h. climate they reached constant weight after only a few weeks, i.e. no further moisture was given off to the environment from the building materials.



Bild 10: Vergleich des Verlaufs der ermittelten Desorptionsisothermen von Beton mit Portlandzement und Beton mit Hochofenzement (s. Teil 2 dieses Fachbeitrags). Zementgehalt 350 kg/m³; w/z = 0,55) Figure 10: Comparison of the profiles of the determined desorption isotherms of concrete made with Portland cement and of concrete made with blastfurnace cement (s. Part 2 of this contribution). Cement content 350 kg/m³; w/c = 0.55)

Der Feuchtegehalt im Gleichgewichtszustand in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte der Umgebungsluft wird in Form von Sorptionsisothermen angegeben. Bild 9 zeigt den Verlauf einer typischen Sorptionsisotherme für einen porösen hygroskopischen Stoff. Weiterhin sind dargestellt:

- die Bereiche für das Auftreten von Sorptionseffekten (Belegung der Porenwände mit mono- und multimolekularen Schichten und Kapillarkondensation) sowie
- die Radien der rechnerisch dabei bereits gefüllten Poren nach dem Zylinderkapillarporenmodell und der als Kelvinformel bekannten Beziehung zwischen der relativen Luftfeuchte über einer konkav gekrümmten Wasseroberfläche und dem sich einstellenden kapillaren Unterdruck.

Hier wurden keine Sorptionsisothermen für Zementestriche bestimmt. Aus den Sorptionsisothermen für Betone (s. Teil 2 dieses Berichts) können aber vergleichende Betrachtungen angestellt werden. Bild 10 zeigt entsprechende Desorptionsisothermen von Betonen mit Portlandzement und mit Hochofenzement. Es wird deutlich, dass die Ausgleichsfeuchte von Beton bzw. Estrich mit Hochofenzement bei üblichen relativen Luftfeuchten höher liegt als die von Estrichen mit Portlandzement. Dies kann mit dem Zusammenhang zwischen der relativen Luftfeuchte und der maximalen Größe der bei dieser Luftfeuchte gefüllten Poren (Bild 9, oben) begründet werden: bei einem vergleichbaren Gesamtporenanteil hat Zementstein mit Hochofenzement einen höheren Gelporenanteil als Zementstein mit Portlandzement und weist daher bereits bei geringeren relativen Luftfeuchten höhere Ausgleichsfeuchten auf.

Die Vorgabe eines maximalen Feuchtegehalts, ausgedrückt in CM-% oder M.-%, berücksichtigt nicht die Zementart, die Porenverteilung im Zementstein und das hieraus resultierende Austrocknungsverhalten von Zementestrichen. Ein Maximalwert für den Feuchtegehalt, der anhand des Trocknungsverhaltens von Estrichen mit Portlandzement definiert wurde, kann bei Verwendung eines Hochofenzements aufgrund der Sorptionsisotherme des Estrichmörtels möglicherweise nicht unterschritten werden. Gleichzeitig sind die Masse und Geschwindigkeit des zu erwartenden weiteren Feuchteverlusts, die letztlich entscheidend für das mögliche Auftreten von Schäden an Fußbodenkonstruktionen sind, i.d.R. bei der Verwendung von Hochofenzementen geringer als bei Estrichen z.B. mit Portlandzement. Die aufgrund des Trocknungsverhaltens bestehenden Vorbehalte bei Hochofenzementen und einigen Portlandkompositzementen erscheinen damit unbegründet.

Eine Festlegung von Maximalwerten für die relative Luftfeuchte im Baustoff wäre eine Möglichkeit, die Belegreife unabhängig von der Porenverteilung und Sorptionsisotherme des Estrichs zu definieren. [7] legt dar, dass den bisher in Deutschland üblichen Methoden zur Definition der Belegreife die wissenschaftliche und technische Basis fehlt und sich z.B. Schnellestriche in diesem Zusammenhang einer nachvollziehbaren Festlegung der Belegreife entziehen. Er empfiehlt daher die Bewertung der relativen Luftfeuchte im Estrich, und schlägt auf der Grundlage seiner Erfahrungen folgende Grenzwerte vor:

- 75 % als maximale relative Luftfeuchte f
 ür Zementestriche mit diffusionsdichten Oberböden/Beschichtungen,
- **55** % als maximale relative Luftfeuchte für Zementestriche mit Oberboden aus Parkett.

Es wird allerdings darauf hingewiesen, dass für eine nachvollziehbare Festlegung von Maximalwerten weiterer Forschungsbedarf besteht.

In anderen Teilen Europas ist die Messung und Bewertung der relativen Luftfeuchte in Baustoffen bereits üblich:

- Die skandinavische Norm [8] beschreibt die Messung der relativen Feuchte in Beton über das Einführen von Feuchtesensoren in vorab hergestellte Bohrlöcher.
- [9] beschreibt ein Verfahren zur Messung der relativen Luftfeuchte in geschlossenen, mit Betonbruchstücken gefüllten Glaszylindern.

The moisture content in the equilibrium state in relation to the relative air humidity of the ambient air is represented in the form of sorption isotherms. Fig. 9 shows the profile of a typical sorption isotherm for a porous, hygroscopic, material. Also shown are:

- the regions for the occurrence of sorption effects (covering the pore walls with mono- and multi-molecular layers and capillary condensation), as well as
- the radii of the pores that are already filled, calculated by the cylindrical capillary pore model, and the relationship, known as the Kelvin formula, between the relative air humidity above a water surface with concave curvature and the ensuing capillary negative pressure.

In this project no sorption isotherms were determined for the cement screeds. However, comparable observations can be carried out from the sorption isotherms for concretes (Part 2 of this report). Fig. 10 shows corresponding desorption isotherms for concretes made with Portland cement and with blastfurnace cement. It is shown that at normal relative air humidities the equilibrium moisture content of concretes and screeds made with blastfurnace cement is higher than that of screeds made with Portland cement. This can be explained by the relationship between the relative air humidity and the maximum size of the pores filled at this air humidity (Fig. 9, top). For a comparable total pore fraction, hardened cement paste made with blastfurnace cement has a higher gel pore fraction than hardened cement paste made with Portland cement and therefore exhibits higher equilibrium moisture levels, even at lower relative air humidities.

Stipulation of maximum moisture content, expressed in CM % or mass %, does not take account of the cement type, the pore distribution in the hardened cement paste or the resulting drying behaviour of cement screeds. Because of the sorption isotherm of the screed mortar it may not be possible, when using a blastfurnace cement, to obtain a value lower than the maximum value for the moisture content that has been defined on the basis of the drying behaviour of screeds made with Portland cement. At the same time the mass and rate of the expected further moisture loss, which are ultimately decicive for the possible occurrence of damage in floor structures, are as a rule lower when using blastfurnace cements than with screeds made with, for example, Portland cement. The reservations against blastfurnace cements and some Portland composite cements that exist because of the drying behaviour therefore appear to be unfounded.

Specifying a maximum value for the relative air humidity in a building material would be one possible way of defining the readiness for laying floor coverings, regardless of the pore distribution and sorption isotherm of the screed. [7] shows that the methods normally used so far in Germany for defining the readiness for covering lack any scientific or technical basis and in this connection there is no reproducible determination of the readiness for covering of, for example, rapid-hardening screeds. It is therefore recommended that the relative air humidity in the screed should be evaluated and, on the basis of experience, the following limits are proposed:

- 75 % as the maximum relative air humidity for cement screeds with top layers/coverings that are impermeable to diffusion,
- **55** % as the maximum relative air humidity for cement screeds covered by wood flooring.

However, it should be pointed out that there is a need for further research for reproducible determination of maximum values.

Measurement and evaluation of the relative air humidity in building materials is already accepted in other parts of Europe:

- The Scandinavian standard [8] describes the measurement of the relative moisture content into concrete through the introduction of moisture sensors in drill holes made beforehand.
- [9] describes a method for measuring the relative air humidity in closed glass cylinders filled with concrete fragments.

Laut der Britischen Norm [10] wird die relative Luftfeuchte in einem kleinen abgedichteten Luftvolumen, welches sich im Gleichgewicht mit einer Estrichoberfläche befindet ("sealed humidity box"), über ein Hygrometer gemessen. Ein maximaler Grenzwert von 75 % für die relative Estrichfeuchtigkeit wird bei allen Bodenbelägen, bis auf Holzböden, genannt. Bei Holzböden sollte der jeweilige Lieferant befragt werden.

Hinweise zur "Messung der korrespondierenden relativen Luftfeuchte (KRL-Messung)" an Stemmgut aus Zement- und Calciumsulfatestrichen gibt es auch [11]. Hiernach wird eine aus dem Estrich entnommene Stemmprobe zerkleinert und in einen Plastikbeutel gefüllt. Die im Beutel vorhandene Luft wird herausgestrichen und die sich im Beutel einstellende relative Luftfeuchte bestimmt.

In einem Nachfolgevorhaben zu dem hier dargestellten Projekt wird daher überprüft werden,

- ob die Messung und Bewertung der relativen Luftfeuchte in Zementestrichen zu einer Beurteilung der Belegreife führt, die den Charakteristika verschiedener Zementarten hinsichtlich ihres Porengefüges und ihrer Sorptionsisothermen besser Rechnung trägt als die derzeit ermittelten Feuchtegehalte im Zementestrich, ausgedrückt in CM-% oder M.-%,
- wie lange eine Messung der relativen Luftfeuchte im Baustoff dauern muss, um belastbare relative Luftfeuchten als Messergebnis ablesen zu können,
- welche Grenz- bzw. Richtwerte der relativen Luftfeuchte im Estrich für das Aufbringen verschiedener Bodenbeläge geeignet wären. Bisher seitens der Baustoffverbände der Bodenbeläge vorgeschlagene Werte werden von den estrichverarbeitenden Betrieben bzw. ihren Verbänden als zu niedrig bewertet.

In accordance with the British standard [10] the relative air humidity is measured by a hygrometer in a small, sealed, air volume that is in equilibrium with a screed surface (sealed humidity box). A maximum limit of 75 % is given for the relative screed moisture for all floor covering except for wooden floors. For wooden floors the respective supplier is to be consulted.

There is also advice in [11] on "Measuring the corresponding relative air humidity" in material taken from cement and calcium sulfate screeds. According to this a sample taken from the screed is crushed and placed in a plastic bag. The air contained in the bag is pushed out and the relative air humidity established in the bag is determined.

In a follow-up project to the project described here it will therefore be checked

- whether the measurement and evaluation of the relative air humidity in cement screeds leads to an assessment of the readiness for covering that takes better account of the characteristics of differing types of cement with respect to their pore size distribution and sorption isotherms than the moisture contents currently determined in cement screeds, expressed in CM % or mass %,
- how long a measurement of the relative air humidity in building materials must last in order to obtain a test result that gives reliable relative air humidities,
- what limits or guide values for the relative air humidity in a screed would be suitable for the application of different floor coverings. The values recommended in the past by the building materials trade associations for floor coverings have been evaluated as too low by the screed-placing companies and their associations.

Literatur / Literature

- [1] DIN EN 1992-1-2:2010-12 "Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1–2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall"
- [2] DIN 18560-1:2015-11 "Estriche im Bauwesen Teil 1: Allgemeine Anforderungen, Prüfung und Ausführung"
- [3] Fire design of concrete structures, state of the art report. International Federation for Structural Concrete (fib), 2007
- [4] Erning, O. et al.: So messen Sie die Restfeuchte CM Messung. Fliesen und Platten (2007) H. 8
- [5] Romberg, H.: Zementsteinporen und Betoneigenschaften. Beton-Informationen 18 (1978) H. 5
- [6] Ehrenberg, A.: Hüttensand Ein leistungsfähiger Baustoff mit Tradition und Zukunft, Teil 1. Beton-Informationen 46 (2006) H. 4
- [7] Rieche, G.: Bewertung der Belegreife von Estrichen mit hygrometischen Verfahren. EstrichTechnik & Fußbodenbau 143 (2008) H. 1/2

- [8] NT Build 439:195-11 "Nordtest method. Concrete, hardened: relative humidity measured in drilled holes"
- [9] NT Build 490: 1999-11 "Nordtest method: Concrete, hardened: Self Dessication"
 [10] BS 8203:2001-1 "British Standard: Code of practice for installation of resilient
- floor coverings" [11] Belegreife und Feuchte – Die KRL-Methode zur Bestimmung der Feuchte in Estrichen. Technische Kommission Bauklebstoffe, Bericht 2, 2013
- [12] Kießl, K.: Kapillarer und dampfförmiger Feuchttransport in mehrschichtigen Bauteilen. Dissertation Universität Essen, Essen 1983
- [13] Künzel, H. M.: Verfahren zur ein- und zweidimensionalen Berechnung des gekoppelten Wärme- und Feuchtetransports in Bauteilen mit einfachen Kennwerten. Univ. Stuttgart, Fak. Bauingenieur- und Vermessungswesen, Stuttgart 1994

Jochen Reiners, Christoph Müller, Düsseldorf

Einfluss der chemischen und physikalischen Eigenschaften von Zementstein auf das Trocknungsverhalten von Zementestrich und das Abplatzverhalten von Beton im Brandfall, Teil 2

Influence of the chemical and physical properties of hardened cement paste on the drying behaviour of cement screed and the spalling behaviour of concrete in the case of fire, part 2

Übersicht

Im vorliegenden Teil 2 des Berichts werden die Ergebnisse von rechnergestützten Simulationen zu Feuchteverteilungen in Betonbauteilen verschiedener Zusammensetzung unter definierten Umgebungsbedingungen zusammengefasst. Des Weiteren beschreibt Teil 2 die Versuche zum explosiven Abplatzen von Beton.

1 Untersuchte Betonzusammensetzungen

Bei der Festlegung der Betonzusammensetzungen für das Versuchsprogramm wurde zunächst eine Referenzzusammensetzung festgelegt, die mit fünf verschiedenen Zementen hergestellt wurde. Ausgehend von dieser Referenzzusammensetzung wurden eine Reihe von Parametern variiert, die das Porengefüge im Beton beeinflussen. Neben der Variation der Gesteinskörnung, der Sieblinie, dem Zementgehalt und dem Wasserzementwert wurden bei einigen Betonen Zusatzstoffe und Zusatzmittel wie Silicastaub, LP-Bildner und superabsorbierende Polymere (SAP) verwendet. Letztere wurden gemäß Herstellerempfehlung mit 0,2 M.-% des Zementgehalts dosiert und vor der Betonherstellung mit dem Zement homogenisiert. Tabelle 1 zeigt eine Übersicht der Betonzusammensetzungen sowie die jeweils ermittelte Betondruckfestigkeit, bestimmt im Alter von 28 Tagen an Würfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm bei Lagerung gemäß [1].

2 Simulation zur Bestimmung der Feuchteverteilung in Betonbauteilen

Um die Feuchteverteilung in Betonbauteilen unter typischen Umgebungsbedingungen realitätsnah abschätzen zu können, sind neben der Kenntnis der Materialeigenschaften des Betons die Umgebungsbedingungen, wie sie in Innenräumen oder an der Außenluft zu verschiedenen Jahreszeiten üblicherweise auftreten, zu definieren. Da natürliche Umgebungsbedingungen und ihre Veränderung im Jahresablauf nur schwierig im Labor nachgestellt werden können, wurden hierzu typische Umgebungsbedingungen (Temperaturen, relative Luftfeuchten, Sonneneinstrahlungen und Regenereignisse) rechnergestützt simuliert und der hieraus resultierende Feuchtegehalt im Beton mit einer entsprechenden Software berechnet. Hierzu wurde die am Fraunhofer-Institut für Bauphysik entwickelte Software WuFi (= "Wärme und Feuchte instationär") verwendet [2].

Abstract

Part 2 of this report summarizes the results of computeraided simulations of moisture distributions in concrete elements of different compositions under defined environmental conditions. Part 2 also describes the tests for explosive spalling of concrete.

1 Concrete compositions investigated

With regard to the choice of the concrete compositions for the experimental programme, a reference composition was first specified and produced with five different cements. Taking this reference composition as a basis, a number of parameters which influence the pore structure in the concrete were varied. Alongside variation of the aggregate, the grading curve, the cement content and the water-cement ratio, use was made, with certain concretes, of additives and admixtures such as silica fume, air-entraining agents and superabsorbent polymers. As recommended by the manufacturer, the amount of SAP added was 0.2 mass % of the cement content. This was homogenised with the cement before making the concrete. Table 1 gives an overview of the concrete compositions and the concrete compressive strength established for each, determined at an age of 28 days on cubes with an edge length of 150 mm stored in accordance with [1].

2 Simulation for determination of moisture distribution in concrete components

In order to be able to realistically estimate the moisture distribution in concrete components under typical ambient conditions, it is necessary to not only have information on the material properties of the concrete, but also to define the ambient conditions generally prevailing indoors or outdoors at different times of year. As it is difficult to simulate natural ambient conditions and changes in these over the course of the year in a laboratory, computer-aided simulation was performed for the typical ambient conditions (temperatures, relative humidities, sunlight and rainfall) and the resultant moisture content of the concrete was calculated using appropriate software. Use was made for this purpose of the WuFi (dynamic heat and moisture simulation) software developed at the Fraunhofer Institute for Building Physics [2]. Für die rechnerische Simulation wurden

- die Sorptionsisothermen (d.h. der Feuchtegehalt im Gleichgewichtszustand in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte der Umgebungsluft) nach [3],
- der Wasserdampfdiffusionswiderstand ("dry cup") nach [4] sowie
- der Wasseraufnahmekoeffizient bei teilweisem Eintauchen nach [5]

der in Tabelle 1 gezeigten Betone experimentell bestimmt.

Zum Zeitpunkt der Prüfung waren die Proben mindestens ein Jahr lang im Klima 20 °C/100 % r. F. gelagert worden, sodass von einem hohen Hydratationsgrad ausgegangen werden kann. Die Sorptionsisothermen wurden als Desorptionsisothermen ermittelt, d.h. zunächst feuchte Probekörper wurden in mehreren Schritten in jeweils geringere Luftfeuchten eingebracht. In Bild 1 sind die Desorptionsisothermen ausgewählter Betone dargestellt. Wie bereits in Teil 1 beschrieben, besteht ein Zusammenhang zwischen relativer Luftfeuchte und der maximalen Größe der bei dieser Luftfeuchte gefüllten Poren. Bei einem vergleichbaren Gesamtporenanteil hat Zementstein mit Portlandzement (CEM I) einen höheren Kapillarporenanteil und einen geringeren Gelporenanteil als Zementstein mit Hochofenzement (CEM III/A).

In ähnlicher Weise führt die Verwendung von Portlandflugaschezement (CEM II/B-V) aufgrund der puzzolanischen Reaktion der Flugasche nach entsprechender Hydratisierungsdauer zu einem im Vergleich zu Portlandzement (CEM I) oder Portlandkalksteinzement (CEM II/A-LL) reduzierten Kapillarporenanteil. The computer-aided simulation involved experimental determination of

- The sorption isotherms (i.e. the moisture content in the state of equilibrium as a function of the relative humidity of the ambient air) in accordance with [3],
- The water vapour diffusion resistance ("dry cup") in accordance with [4] and
- The water absorption coefficient by partial immersion in accordance with [5]

for the concretes shown in Table 1.

At the time of testing, the specimens had been in storage for at least one year at 20 $^{\circ}$ C/100 % relative humidity, so that a high degree of hydration can be assumed. The sorption isotherms were determined as desorption isotherms, i.e. initially moist test specimens were transferred in several stages to atmospheres with progressively lower humidity. The desorption isotherms of selected concretes are shown in Fig. 1. As already described in Part 1, a relationship exists between relative humidity and the maximum size of the filled pores at this humidity level. Given a comparable overall pore proportion, hardened cement paste with Portland cement (CEM I) has a larger proportion of capillary pores and a smaller proportion of gel pores than hardened cement paste with blast furnace cement (CEM III/A).

On account of the pozzolanic reaction of the fly ash, the use of Portland fly ash cement (CEM II/B-V) similarly results, after a corresponding hydration period, in a reduced capillary pore proportion as compared to Portland cement (CEM I) or Portland limestone cement (CEM II/A-LL). These differences in pore size

Tabelle 1: Untersuchte Betonzusammensetzungen: Bezeichnungen sowie Würfeldruckfestigkeit (Mittelwert von drei Messungen an 150-mm-Würfeln, 28 Tage nach Betonherstellung)

Table 1: Concrete compositions investigated: designations and cube compressive strengths (average of three measurements on 150 mm cubes, 28 days after concrete production)

Reference concrete composition: Cement content 350 kg/m³; w/c = 0.55; Rhine sand/gravel B16							
Cement type	CEM I	CEM II/B-S	CEM II/A-LL	CEM II/B-V	CEM III/A		
Reference concrete composition	FB5 43.7 N/mm²	FB4 44.0 N/mm²	FB3 48.9 N/mm²	FB7 50.0 N/mm²	FB6 48.7 N/mm²		
As reference but with B8 grading curve	FB8 47.8 N/mm²	FB9 46.5 N/mm²		FB10 50.0 N/mm ²			
As reference but with added air-entraining agent (approx. 5 vol. % air void content in the fresh concrete)	FB11 31.4 N/mm ²		FB12 39.1 N/mm ²		FB13 36.3 N/mm ²		
As reference but with added SAP (0.2 mass % w.r.t. cement)	FB14 45.2 N/mm²	FB15 42.4 N/mm²		FB16 45.5 N/mm²			
As reference but using B16 quartzitic double-crushed chippings	FB17 49.7 N/mm²			FB19 51.3 N/mm²	FB20 53.6 N/mm²		
As reference but with added silica fume, 100 kg/m ³	FB21 77.4 N/mm²	FB18 75.9 N/mm²	FB22 76.9 N/mm ²				
As reference but w/c = 0.60			FB23 45.5 N/mm²	FB24 40.0 N/mm²	FB25 41.6 N/mm²		
As reference but w/c = 0.50	FB26 56.6 N/mm²			FB27 56.4 N/mm²	FB28 57.1 N/mm²		
As reference but cement content 400 kg/m ³		FB29 44.9 N/mm ²	FB30 52.2 N/mm ²		FB31 48.3 N/mm ²		
450 kg/m³ cement, 50 kg/m³ silica fume, 175 l/m³ water Rhine sand/gravel B16, superplasticizer	FB32 95.8 N/mm ²	FB33 92.0 N/mm ²		FB35 84.5 N/mm ²	FB34 93.8 N/mm ²		



Bild 1: Desorptionsisothermen ausgewählter Betone im Versuchsprogramm Figure 1: Desorption isotherms of selected concretes in the test programme

Diese Unterschiede in der Porengrößenverteilung spiegeln sich unmittelbar im Verlauf der Desorptionsisothermen wieder: beim Vergleich von Betonen mit einem ähnlichen Gesamtporenvolumen weisen Betone mit einem höheren Kapillarporenanteil (und einem entsprechend geringeren Gelporenanteil) geringere Gleichgewichtsfeuchtegehalte als Betone mit einem höheren Gelporenanteil auf.

Die rechnerische Simulation mit der Software WuFi führte zu folgenden Ergebnissen:

- Im Inneren von Betonbauteilen im Hochbau stellt sich nach mehreren Jahren eine weitestgehend konstante relative Luftfeuchte ein, die der mittleren vorherrschenden relativen Luftfeuchte der Umgebung entspricht. Nur die Feuchte der äußeren Zentimeter eines Betonbauteils wird maßgeblich von Schwankungen des Klimas im Jahresverlauf beeinflusst. Je dichter der Beton ist, desto kleiner ist die Randzone, die durch Klimaschwankungen beeinflusst wird.
- Die relative Luftfeuchte, die sich im Bauteilinneren einstellt, entspricht
 - für Innenbauteile bei typischen Raumklimabedingungen ca. 50 % r.F.,
 - für ungedämmte Bauteile bei typischen Außenklimabedingungen (D) ca. 75 % r.F. bis 80 % r.F.; falls die Bauteile Regen ausgesetzt sind, auch höher.

Gedämmte Außenwände aus Beton können an der Betonaußenseite (d.h. zwischen Beton und Dämmung) in den Wintermonaten auch deutlich geringere relative Luftfeuchten aufweisen. Mithilfe der jeweiligen Sorptionsisotherme des Betons kann den relativen Feuchtegehalten der entsprechende Feuchtegehalt (in M.-%) über die Bauteildicke zugeordnet werden. Für die im Versuchsprogramm untersuchten Betone gilt:

- Alle Betone zeigen im Außenklima nach Einstellung konstanter relativer Feuchten im Kern durchschnittliche Ausgleichsfeuchten in der Größenordnung von 3,5 M.-% bis 6,0 M.-%. Für Bauteile in offenen Parkhäusern oder Hallen wären bei Verwendung allgemeiner Bemessungsverfahren und dem Wert 3,0 M.-% für k im nationalen Anhang zu [6], also bei allen untersuchten Betonzusammensetzungen, genauere Untersuchungen zum explosiven Abplatzen erforderlich.
- Im Raumklima erreichen die untersuchten Betone nach Einstellung konstanter rel. Luftfeuchten im Kern durchschnittliche Ausgleichsfeuchten von 2,0 M.-% bis 4,5 M.-%. Ob bei einem Wert von 3,0 M.-% für k genauere Untersuchungen zum explosiven Abplatzen erforderlich wären, hängt also nach diesen Betrachtungen von der jeweiligen Betonzusammensetzung ab.

distribution are directly reflected by the profile of the desorption isotherms: comparison of concretes with a similar overall pore volume shows that concretes with a higher capillary pore proportion (and a correspondingly lower gel pore proportion) exhibit lower equilibrium moisture contents than concretes with a higher gel pore proportion.

Computer-aided simulation with the WuFi software yielded the following results:

- After several years, the relative humidity inside concrete components employed in building construction settles to a largely constant level corresponding to the average prevailing relative humidity of the surrounding area. Only the moisture in the outer few centimetres of a concrete component is decisively influenced by fluctuations in climatic conditions over the course of the year. The denser the concrete, the smaller the outer zone affected by climatic fluctuations.
- The relative humidity inside components settles at the following levels
 - Around 50 % relative humidity for interior components under typical indoor climatic conditions,
 - Around 75 % to 80 % relative humidity for non-insulated components under typical outdoor climatic conditions (D), and higher still if the components are exposed to rain.

Insulated outer concrete walls may also exhibit far lower relative humidities on the outer side of the concrete (i.e. between concrete and insulation) in the winter months. The applicable sorption isotherm of the concrete can be used to assign the corresponding moisture content (in mass %) to the relative moisture contents by way of the component thickness.

The following applies to the concretes investigated in the experimental programme:

- Under outdoor climatic conditions, all concretes exhibit average equilibrium moistures of the order of magnitude of 3.5 mass % to 6.0 mass % once the relative humidity has settled to a constant level in the core. If use is made of advanced calculation methods and the value 3.0 mass % for k in the national annex to [6], more precise investigations into explosive spalling would therefore be necessary for all the concrete compositions investigated for components in open multi-storey car parks or factory buildings.
- Under indoor climatic conditions, the concretes investigated attain average equilibrium moistures of 2.0 mass % to 4.5 mass % once the relative humidity has settled to a constant level in the core. Given these observations, the question as to whether more precise investigations into explosive spalling would be necessary with a value of 3.0 mass % for k therefore depends on the concrete composition concerned.

3 Untersuchungen zum explosiven Abplatzen

3.1 Versuchsbeschreibung

Zur Untersuchung des Verhaltens der Betone beim Erhitzen und eines möglichen explosiven Abplatzens wurde ein Versuchsaufbau abgewandelt, der zum ersten Mal von Kalifa [7] beschrieben und seitdem von vielen Wissenschaftlern verwendet wurde. Der Versuch wird in einigen Quellen als "PTM-Versuch" bezeichnet, da die Änderung von Porendruck, Temperatur und Masse erfasst wird:

Beim PTM-Versuch wird die Oberfläche eines Betonkörpers mit den Abmessungen 30 cm x 30 cm x 12 cm mit elektrischen Heizstrahlern erhitzt. Der Probekörper ist während des Versuchs auf einer Waage platziert, sodass der Masseverlust durch den Austritt vom Wasserdampf bzw. flüssigem Wasser erfasst werden kann. Des Weiteren werden die Temperaturen in verschiedenen Höhen des Probekörpers während des Erhitzens gemessen (Bild 2).

Zur Erfassung des Porendrucks im Beton wurden im VDZ Edelstahlröhrchen mit einem Außendurchmesser von 3,0 mm und einem Innendurchmesser von 2,0 mm in die Probekörper einbetoniert. Vor dem Betonieren wurde ein Draht mit passender Dicke in die Röhrchen geschoben, um ein Eindringen von Zementleim zu verhindern. Als Medium zur Druckübertragung wurde Silikonöl gewählt. Vor dem Beginn des PTM-Versuchs wurden die Drähte aus den Edelstahlröhrchen entfernt, die Röhrchen mit Druckluft ausgeblasen und langsam mit einer Spritze von unten nach oben so mit Silikonöl gefüllt, dass der Einschluss von Luft vermieden wurde. Wie [8] zeigt, ist der Einfluss der thermischen Dehnung des Öls auf das Ergebnis der Porendruckmessung vernachlässigbar gering.

Die Temperaturmessung erfolgte im VDZ mit Mantel-Thermoelementen (Typ K) aus hitzebeständigem Edelstahl mit einem Durchmesser von 1,5 mm, die bei der Herstellung der Probekörper mit einbetoniert wurden.

Trotz der Vielzahl der in der Vergangenheit durchgeführten Versuche mit Probekörpergeometrien 30 cm x 30 cm x 12 cm kam es auch bei hochfesten Betonen und Betonen mit hohen Feuchtegehalten im PTM-Versuch in keinem Fall tatsächlich zum explosiven Abplatzen (Tabelle 2). Auch bei einer veränderten Probekörpergeometrie (Zylinder Ø 175 mm, d = 100 mm) trat bei nur einem von 27 Betonen explosives Abplatzen auf. Um aber eine Bewertung hinsichtlich der Ursachen des Abplatzens treffen zu können, wurde es für das vorliegende Forschungsprogramm für notwendig erachtet, Ergebnisse von Versuchen, bei denen

3 Investigations into explosive spalling 3.1 Description of testing

To study the behaviour of the concretes on heating, and possible explosive spalling, use was made of a modified test set-up first described by Kalifa [7] and subsequently employed by many scientists. Some sources refer to the method as "PTM test" as it records the change in pore pressure, temperature and mass.

The PTM test involves heating the surface of a 30 cm x 30 cm x 12 cm concrete member with electric radiant heaters. During the test, the test specimen is placed on a balance to permit recording of the loss in mass due to the emergence of water vapour or liquid water. In addition, the temperatures are measured at various points along the height of the test specimen during heating (Fig. 2).

To record the pore pressure in the concrete, stainless steel tubes with an outer diameter of 3.0 mm and an inner diameter of 2.0 mm were set in concrete in the test specimens at VDZ. Before being set in concrete, a wire of appropriate thickness was inserted into the tubes to prevent the ingress of cement paste. Silicone oil was used as pressure transfer medium. Before the start of the PTM test, the wires were removed from the stainless steel tubes and the tubes were blown out with compressed air and slowly filled with silicone oil from bottom to top using a syringe so as to prevent the inclusion of air. As shown by [8], the influence of the thermal expansion of the oil on the result of the pore pressure measurement is negligible.

Temperature measurements were taken at VDZ using sheathed thermocouples (type K) made of heat-resistant stainless steel with a diameter of 1.5 mm, which were also set in concrete on producing the test specimens.

Despite the large number of tests performed in the past with test specimens measuring 30 cm x 30 cm x 12 cm, there has never actually been a case of explosive spalling occurring in a PTM test, even with high-strength concretes and concretes with high moisture content (Table 2). With a modified test specimen geometry (cylinder \emptyset 175 mm, d = 100 mm), explosive spalling only occurred with one in 27 concretes. In order to be able to assess the causes of spalling, it was however considered necessary for the purposes of this research project to be able to directly compare results from tests in which explosive spalling occurs with those from tests which produce no spalling. For this reason, at VDZ the test specimens were enclosed in a steel frame made of channel sections with the intention of preventing free expansion of the concrete and enabling compressive forces to be applied to the concrete. As it is



Bild 2: Versuchsaufbau nach [7] (links) und Anordnung der Messpunkte im VDZ (rechts) Figure 2: Test set-up according to [7] (left) and positions of the test points at the VDZ (right)

Source	Number of tests	Concrete properties	Spalling yes/no			
	Test specimens 30 cm x 30 cm x 12 cm					
[7]	6	water/binder: 0.340.50; 28 d strength: 35 MPa92 MPa moisture content: 3.0 %3.9 %	no explosive spalling but 12 cm wide "flakes", up to 5 mm thick with one concrete			
[15]	12 (in some cases with PP fibres)	water/binder: 0.30; 28 d strength: 102 MPa112 MPa moisture content: up to 3.0 %3.2 %	no spalling			
[11] [13]	15 (in some cases with PP fibres)	water/binder: 0.30.54; 28 d strength: 29 MPa70 MPa moisture content: up to 5.5 %	no spalling			
[16]	10	water/binder: 0.290.62, 28 d strength: 35 MPa76 MPa moisture content: up to 2.8 %3.8 %	no concrete spalling but local spalling of flint			
[17]	12	water/binder: 0.54; 28 d strength: 37 MPa43 MPa moisture content: 3.0 % to 3.8 %	no spalling			
		Changed specimen geome	etry:			
[18]	18 (in some cases with PP or steel fibres)	water/binder: 0.3; 28 d strength: 84 MPa105 MPa moisture content: ?	spalling with one specimen, specimen geometry (Ø 175 mm, thickness = 100 mm)			
[19]	18	water/binder: 0.3; 28 d strength: 89 MPa moisture content: up to 7 %	no spalling, changed specimen geometry (Ø 175 mm, thickness = 100 mm)			
[20]	3 (in some cases with PP fibres)	water/binder: 0.30; 28 day strength: 86 MPa104 MPa moisture content: ?	no spalling, specimen geometry (Ø 175 mm, thickness = 100 mm)			

 Tabelle 2: Übersicht von Veröffentlichungen zu durchgeführten "PTM-Versuchen"

 Table 2: Summary of publications on "PTM tests" that have been carried out

explosives Abplatzen auftritt, unmittelbar mit Versuchen vergleichen zu können, bei denen kein Abplatzen auftritt. Aus diesem Grund wurden die Probekörper im VDZ mit einem Stahlrahmen aus U-Profilen eingefasst, über den die freie Dehnung des Betons behindert und Druckkräfte auf den Beton aufgebracht werden konnten. Da aus der Literatur (z.B. [9]) bekannt ist, dass das Vorhandensein von Druckspannungen die Wahrscheinlichkeit des Auftretens von explosivem Abplatzen erhöht, war hiermit die Erwartung verbunden, dass es bei einigen der untersuchten Betone während der Prüfung zum Abplatzen kommen würde. Zudem sollten auf diese Art Versuchsbedingungen erzielt werden, die der Praxissituation eines Betonbauteils unter Brandbelastung besser entsprechen.

Bild 3 zeigt die Anordnung der Stahlprofile. Da die Länge der Profile auf zwei gegenüberliegenden Seiten so dimensioniert wurde, dass sie wenige Millimeter kürzer als die Probekörper selbst waren, konnten Druckkräfte über die Verschraubung der Stahlprofile eingeleitet werden. Die Anzugsmomente der Schrauben wurden dabei so gewählt, dass die Druckspannung ca. 10 % der ermittelten 28-Tage-Festigkeit der jeweiligen Betone betrug. In Querrichtung lag lediglich eine geringe Dehnungsbehinderung über Reibungskräfte an den Schrauben vor. An den Seiten der Stahlprofile wurde von außen hitzebeständige Mineralwolle angeordnet, um einen Wärmeabfluss zu den Seiten zu verringern und eine näherungsweise eindimensionale thermische Beanspruchung zu erzielen.

Tastversuche zeigten, dass wie erwartet bei einer durch den Stahlrahmen aufgebrachten Druckkraft ein explosives Abplatzen des Betons beim Erhitzen auftreten konnte. Die empfindlichen Keramikstrahler mussten daher – anders als bei den in Tabelle 2 beschriebenen Versuchen – mittels einer stabilen Stahlgitterabdeckung vor abplatzenden Betonteilen geschützt werden. Die Heizstrahler und ihre Einhausung wurden so montiert, dass sie im known from literature (e.g. [9]) that the presence of compressive stresses increases the probability of the occurrence of explosive spalling, the expectation was that spalling would take place in some of the concretes investigated during the test. A further aim of this approach was to create test conditions closer to the actual situation of a concrete component exposed to fire in practice.

Fig. 3 shows the arrangement of the steel sections. As the sections on two opposing sides were designed to be a few millimetres shorter in length than the actual test specimens, it was possible to introduce compressive forces via the bolted joint of the steel sections. The tightening torques of the bolts were selected such that



Bild 3: Aufbringen einer Druckbelastung auf den Probekörper bei den Versuchen im VDZ

Figure 3: Application of a compressive load on the specimen in the tests at the VDZ

Falle des Abplatzens des Betons durch die freiwerdende Energie nach oben verschiebbar waren. Dadurch sollte eine Beschädigung der Strahler verhindert werden.

Die Probekörper mit den Abmessungen 30 cm x 30 cm x 12 cm wurden nach ihrer Herstellung mindestens ein Jahr im Klima 20 °C/100 % r.F. gelagert, sodass die Hydratation bei Versuchsbeginn weitestgehend abgeschlossen war. Danach wurden sie in das Klima 20 °C/65 % r.F. umgelagert. Vor der Umlagerung wurden die Proben an ihren Seitenflächen mit einer Metallfolie so abgedichtet, dass die Trocknung nur zur Ober- und Unterseite stattfinden konnte. Es kann daher davon ausgegangen werden, dass zum Zeitpunkt der Prüfung eine weitgehend eindimensionale Feuchteverteilung in den Probekörpern vorlag. Die Heizstrahler wurden bei fast allen Versuchen (Ausnahmen: s. Abschnitt 3.4) so gesteuert, dass sie schnellstmöglich eine Temperatur von 750 °C erreichten. Das war nach ca. 13 Minuten der Fall. Damit war eine Aufheizrate von ca. 20 °C/min (gemessen an der Betonoberfläche) bei Versuchsbeginn verbunden. Zusätzlich zur Temperaturmessung am mittleren Heizstrahler und in den Probekörpern wurde ein Temperaturfühler (Typ K) auf die Oberseite der Proben lose aufgelegt. Diese Messung ist durch die Wärmestrahlung des Betons beeinflusst.

Tabelle 3 zeigt eine Übersicht der untersuchten Probekörper. Angegeben sind das Alter der Probekörper beim PTM-Versuch sowie die Dauer der Lagerung im Klima 20 °C/65 % r. F. vor der Prüfung. Bei allen Versuchen, die dunkel schattiert dargestellt sind, trat explosives Abplatzen auf. Die Probekörper FB 34 und FB 35 wurden vor dem Versuch 28 Tage im Klima 40 °C/10 % r. F. gelagert, um den Einfluss einer intensiven Trocknung auf das Versuchsergebnis zu untersuchen. Bei diesen Betonen kam es nicht zum Abplatzen.

3.2 Ergebnisse der Messung von Masse, **Druck und Temperatur im PTM-Versuch**

Für diese Versuche unter einseitiger Druckbelastung mit einer Maximaltemperatur des Heizstrahlers von 750 °C traten keine deutlichen und systematischen Unterschiede im Verlauf der Massen- und Porendruckentwicklung der Betone auf. Insbesonde-re konnten nicht die von anderen Wissenschaftlern gezeigten Zusammenhänge zwischen höheren Betonfestigkeiten und höheren Betonfeuchtegehalten auf der einen und höheren Porendrücken auf der anderen Seite festgestellt werden.

In Bild 4 ist ein typischer Verlauf der Entwicklung von Masse, Temperatur und Druck für den Fall dargestellt, dass kein Abplatzen auftrat. Folgende Beobachtungen wurden gemacht:

Masseänderung der Probekörper (Bild 4 unten rechts) Durch den Austritt dampfförmigen und flüssigen Wassers verloren die Betonproben während des Versuchs deutlich an Masse. Häufig kam es nach ca. 15 Minuten beim Verlauf der Masseänderung über die Zeit zu deutlichen Ausschlägen, was auf das Auftreten von Rissen und einen damit verbundenen größeren Wasseraustritt hinweist. Die Geschwindigkeit der Masseänderung nahm näherungsweise linear zu, bis sie nach etwa 50 Minuten einen konstanten Wert von ca. (12±2) g/min annahm. Dieser Zeitpunkt stimmte ungefähr mit dem Maximum des Porendrucks (Bild 4 rechts oben) überein.

Temperaturentwicklung (Bild 4 links oben und unten) Etwa 1 Stunde nach Versuchsbeginn wurde an der den Heizstrahlern zugewandten Betonoberfläche im Abstand von 1 cm eine Temperatur von ca. 350 °C gemessen. Bei den Temperaturkurven sind "Plateaus" erkennbar (Bild 4 links oben) die sich auch als "Täler" in den Kurven für die zeitliche Temperaturänderung dT/dt (Bild 4 links unten) widerspiegeln, d.h. in diesen Zeiträumen kam es nur zu geringen Temperaturveränderungen an den entsprechenden Messpunkten. Diese Plateaus können mit dem Energiebedarf für das Verdampfen flüssigen Porenwassers begründet werden, der den Temperaturanstieg verlangsamte.

Porendruck (Bild 4 rechts oben) und austretendes Wasser

Die Maxima der gemessenen Porendrücke lagen bei fast allen Versuchen zwischen 0,4 MPa und 0,8 MPa (für das Beispiel in the compressive stress corresponded to approx. 10 % of the 28-day strength determined for each of the concretes.

In transverse direction there was only little restraint to movement caused by frictional forces acting at the bolts. Heat-resistant mineral wool was placed from the outside against the sides of the steel sections to reduce heat dissipation to the sides and to approximate one-dimensional thermal loading.

Tentative tests showed that, as expected, explosive spalling of the concrete could occur on heating if a compressive force was applied through the steel frame. In contrast to the tests described in Table 2, it was therefore necessary to fit a solid steel grille to protect the sensitive ceramic heaters against concrete fragments breaking off. The radiant heaters and their enclosure were installed in such a way that they could be moved upwards by the energy released in the event of spalling of the concrete. This was intended to prevent damage to the heaters.

After being produced, the test specimens measuring 30 cm x 30 cm x 12 cm were stored for at least one year at 20 °C/100 % relative humidity, so that the hydration process was largely completed by the start of testing. After this period, they were transferred to storage at 20 C/65 % relative humidity. Before being moved, the side surfaces of the specimens were sealed with a metal foil so that drying could only take place via the upper and lower surfaces. It can therefore be assumed that at the time of testing, the moisture distribution in the test specimens was largely one-dimensional. In virtually all the tests (exceptions: see Section 3.4), the radiant heaters were regulated such that they attained a temperature of 750 °C in the shortest possible time. This was the case after approx. 13 minutes. The associated heating rate at the start of the test was approx. 20 °C/min (measured at the surface of the concrete). In addition to temperature measurement at the middle radiant heater and in the test specimens, a temperature sensor (type K) was placed loosely on the top of the specimens. This measurement is influenced by the heat radiating from the concrete.

Table 3 gives an overview of the test specimens investigated. It indicates the age of the test specimens in the PTM test and the duration of storage at 20 $^{\circ}C/65$ % relative humidity prior to testing. Explosive spalling occurred in all the tests shown against a dark background. Test specimens FB 34 and FB 35 were stored at 40 °C/10 % relative humidity for 28 days prior to the test to investigate the influence of intensive drying on the test result. Spalling did not occur with these concretes.

3.2 Results of mass, pressure and temperature measurement in the PTM test

For these tests with one-sided compressive load and a maximum radiant heater temperature of 750 °C, no distinct and systematic differences were found over the course of mass and pore pressure development of the concretes. In particular, no evidence was seen of the relationships established by other scientists between greater concrete strengths and higher concrete moisture contents on the one hand and greater pore pressures on the other.

Fig. 4 shows a typical mass, temperature and pressure development profile for a case with no occurrence of spalling. The following observations were made:

Change in mass of the test specimens (Fig. 4 bottom right)

On account of the emergence of vapour and liquid water, the concrete specimens underwent a distinct loss of mass during the test. Distinct peaks often appeared after approx. 15 minutes in the mass change versus time curve, which is an indication of the occurrence of cracks and the associated emergence of greater quantities of water. There was an approximately linear increase in the rate of mass change until it attained a constant value of approx. (12 ± 2) g/min after around 50 minutes. This point in time roughly coincided with the maximum pore pressure (Fig. 4 top right).

Temperature development (Fig. 4 top and bottom left)

Around 1 hour after the start of the test, a temperature of approx. 350 °C was measured at a distance of 1 cm from the surface of the concrete facing the radiant heaters. "Plateaus" can be seen in the temperature curves (Fig. 4 top left) which are

Tabelle 3: Übersicht der im VDZ durchgeführten "PTM-Versuche" (Bezeichnung: Alter des Probekörpers (d)/davon Lagerung in 20° C/65 % RH (d); Zeitpunkt des Abplatzens nach Testbeginn, Masse des abgeplatzten Betons, betroffener Anteil der Probekörperoberfläche) Table 3: Summary of the "PTM tests" carried out at the VDZ (designation: age of specimen (d)/of which storage at 20° C/65 % RH (d); time of spalling after start of test, mass of spalled concrete, percentage of surface affected)

Reference concrete composition: Cement content 350 kg/m³, w/c = 0.55, Rhine sand/gravel B16					
Cement type	CEM I	CEM II/B-S	CEM II/A-LL	CEM II/B-V	CEM III/A
Reference concrete composition	FB5 700 d/225 d no spalling	FB4 789 d/156 d no spalling	FB3, 600°C 924 d/282 d no spalling	FB7 918 d/208 d 24 min, 400 g, 40 %	FB6 696 d/234 d 27 min, 1200 g, 80 %
As reference but B8 grading curve	FB8 846 d/132 d no spalling	FB9 727 d/226 d no spalling		FB10 761 d/161 d no spalling	
As reference but with added air-entrai- ning agent (approx. 5 vol. % air void in the fresh concrete)	FB11, 600 °C 879 d/284 d no spalling		FB12 690 d/240 d no spalling		FB13 907 d/215 d no spalling
As reference but with added SAP (0.2 mass % w.r.t. cement)	FB14 764 d/178 d no spalling	FB15 908 d/216 d no spalling		FB16 641 d/201 d 27 min, 600 g, 30 %	
As reference but using B16 quartzitic double-crushed chippings		FB17 906 d/226 d no spalling		FB19 837 d/269 d no spalling	FB20 696 d/274 d no spalling
As reference but with added silica fume 100 kg/m ³	FB21 693 d/280 d no spalling	FB18 771 d/112 d no spalling	FB22 853 d/294 d no spalling		
As reference but w/c = 0.60			FB23 790 d/126 d no spalling	FB24 649 d/244 d no spalling	FB25 818 d/266 d no spalling
As reference but w/c = 0.50	FB26 694 d /147 d no spalling			FB27 650 d/250 d no spalling	FB28 848 d/198 d 29 min, 600 g, 50 %
As reference but cement content 400 kg/m ³		FB29 684 d/286 d no spalling	FB30 690 d/290 d no spalling		FB31 664 d/167 d 34 min, 1300 g, 50 %
450 kg/m ³ cement, 50 kg/m ³ silica fume, 175 l/m ³ water Rhine sand/gravel B16, superplasticizer	FB32 556 d/147 d 30 min, 320 g, 35 %	FB33 448 d/70 d 29 min, 500 g, 35 %		FB35 573 d/180 d* ⁾ no spalling	FB34 579 d/186 d* ⁾ no spalling

*) of which 28 d in a 40 °C/10 % r.h. climate

Bild 4 rechts oben bei ca. 0,53 MPa) und waren damit deutlich geringer als die gemessenen maximalen Porendrücke an anderer Stelle (Tabelle 2), welche häufig 4 MPa überschritten. Ein systematischer Einfluss der Betonzusammensetzung bzw. der Vorlagerung auf den Porendruck war nicht erkennbar. Meist wurde der höchste Porendruck weniger als 1 h nach Versuchsbeginn in 2 cm Abstand von der Betonoberfläche gemessen. Für die geringeren Porendrücke ist vermutlich eine vermehrte Rissbildung in den Betonen, verursacht durch

- die Erwärmungsgeschwindigkeit sowie
- das Aufbringen der Druckkraft

verantwortlich. Über den Druck, der einachsig auf Beton aufgebracht wird, wird einerseits das Auftreten von Rissen in Druckrichtung erschwert, andererseits wird aber die Entstehung von Rissen in Querrichtung begünstigt. Es kann angenommen werden, dass die Risse in Querrichtung einen leichteren Wasseraustritt aus dem Beton ermöglichen, was mit einem Abbau des Porendrucks verbunden ist. Bestärkt wird diese Vermutung durch die Beobachtung von flüssigem Wasser, das während des Versuchs von der Unterseite der Probekörper abtropfte. Dies trat zum einen an den Positionen der Temperatur- und Druckfühler, zunächst an den Fühlern in 1 cm Tiefe, dann zeitlich versetzt bei 2 cm, 3 cm und schließlich an den Fühlern mit in 4 cm Tiefe auf. Ungefähr zeitgleich mit dem Sichtbarwerden von Wasser bei den Fühlern in 1 cm Tiefe von der Oberfläche zeigte reflected as "valleys" in the curves for the change in temperature over time dT/dt (Fig. 4 bottom left), i.e. only slight changes in temperature occurred at the corresponding measurement points in these periods. These plateaus can be explained by the energy demand for evaporation of the liquid pore water, which slowed down the temperature increase.

Pore pressure (Fig. 4 top right) and emergence of water

In virtually all the tests, the maximum values of the measured pore pressures were between 0.4 MPa and 0.8 MPa (approx. 0.53 MPa for the example in Fig. 4 top right) and were thus well below the maximum pore pressures measured elsewhere (Table 2), which often exceeded 4 MPa. The concrete composition and preliminary storage had no apparent systematic influence on the pore pressure. In most cases the greatest pore pressure was measured less than 1 h after the start of the test at a distance of 2 cm from the surface of the concrete.

- The increased crack formation in the concretes caused by
- The heating rate and
- The application of compressive force

was presumably responsible for the lower pore pressures. The uniaxial application of pressure on the concrete on the one hand hinders the occurrence of cracks in the direction of the pressure, but at the same time promotes the formation of cracks in transverse direction. It can be assumed that the cracks in transverse direction make it easier for water to emerge from the sich auch flüssiges Wasser, das zwischen den Stahlprofilen und den senkrecht zur Richtung der Druckbelastung liegenden Seiten der Probekörper austrat (Bild 5). An den parallel zur Belastungsrichtung liegenden Seiten des Probekörpers kam es hingegen nicht zum Abtropfen von Wasser.

Eine Erklärung für diese Beobachtung zeigt Bild 6. Das Wasser, das an der Unterseite sichtbar wird, dürfte von der Seite der erhitzten Oberfläche des Probekörpers nach innen diffundierender Wasserdampf sein, der in den noch kühleren Bereichen kondensiert und dann an den Rissen auf den Seitenflächen des Betons austritt. Wie zuvor erläutert, verhindert die Druckkraft das Entstehen von Rissen in der Ebene senkrecht zur Belastungsrichtung. Diese Erklärung konnte durch Versuche ohne einseitige Druckbelastung (s. Abschnitt 3.5) gestützt werden.

3.3 Auftreten von explosivem Abplatzen im "PTM-Versuch"

Beim Aufbringen einer einachsigen Druckbelastung kam es bei einigen Betonen zum explosiven Abplatzen. Da ein Abplatzen bei den "PTM"-Versuchen in bisherigen Veröffentlichungen nicht auftrat (vgl. Tabelle 2), kann gefolgert werden, dass die Druckbelastung einen entscheidenden Einfluss auf das Auftreten explosiven Abplatzens hat. Tabelle 3 zeigt den Zeitpunkt des Abplatzens sowie die Masse des jeweils abgeplatzten Betons und den Anteil der betroffenen Betonoberfläche.

Wie aus [9] und anderen Quellen bekannt ist, ist das Risiko des explosiven Abplatzens bei hochfesten Betonen im Allgemeinen größer als bei normalfesten Betonen. Das Abplatzen bei den Betonen FB 32 und FB 33 bestätigt diese Erfahrungen. Wie Tabelle 3 zeigt, kam es aber auch bei zwei normalfesten Betonen mit Portlandflugaschezement und drei Betonen mit Hochofenzement zum explosiven Abplatzen. Bei den hochfesten Betonen mit CEM II/B-V und CEM III/A (FB 34 und FB 35), die vor dem Abplatzversuch einer besonders intensiven Trocknung unterzogen worden waren, kam es hingegen nicht zum Abplatzen. concrete, which is associated with a reduction in pore pressure. This assumption is reinforced by the observation of liquid water dripping from the underside of the test specimens during the test. This first occurred at the temperature and pressure sensor locations, starting with the sensors at a depth of 1 cm, then at 2 cm, 3 cm after a time delay, and finally at the sensors at a depth of 4 cm. More or less at the same time as water became visible at the sensors at a depth of 1 cm from the surface, liquid water was also seen to emerge between the steel sections and the sides of the test specimens perpendicular to the direction of the compressive load (Fig. 5). By contrast, no water dripped off on the sides of the test specimen in parallel with the loading direction.

An explanation for this observation can be seen in Fig. 6. The water which can be seen on the underside is probably water vapour diffusing inwards from the side of the heated surface of the test specimen. This condenses in the areas which are still cooler and then emerges at cracks on the side surfaces of the concrete. As explained previously, the compressive force prevents the occurrence of cracks in the plane perpendicular to the loading direction. This explanation was supported by tests performed without one-sided compressive load (see Section 3.5).

3.3 Occurrence of explosive spalling in "PTM test"

Explosive spalling occurred in some concretes on applying a single-axis compressive load. As no spalling was observed in the "PTM" tests described in earlier publications (c.f. Table 2), it can be concluded that the compressive load has a crucial influence on the occurrence of explosive spalling. Table 3 shows the time of spalling, the mass of the spalled concrete in each case and the proportion of the concrete surface affected.

As is known from [9] and other sources, the risk of explosive spalling is generally greater for high-strength concretes than for normal-strength concretes. The spalling of the concretes FB 32



Bild 4: Ergebnisse eines typischen PTM-Versuchs, bei dem kein Abplatzen auftrat (Maximaltemperatur 750 °C) Figure 4: Results of a typical PTM test in which no spalling occurred (maximum temperature 750 °C)



Bild 5: Austritt von Wasserdampf und flüssigem Wasser an der Unterseite der Probekörper Figure 5: Discharge of water vapour and liquid water at the underside of the test piece

In Bild 7 ist ein typischer Verlauf der Entwicklung von Masse, Temperatur und Druck für den Fall, dass explosives Abplatzen im PTM-Versuch auftrat, dargestellt. Das Abplatzen trat in den sieben Fällen zwischen der 24. und der 34. Minute nach Versuchsbeginn mit lautem Knall auf. Zu diesem Zeitpunkt hatte der Beton 1 cm von der erhitzen Oberfläche entfernt eine Temperatur von ca. 200 °C erreicht. Bemerkenswert ist, dass die gemessenen Porendrücke zum Zeitpunkt des Abplatzens sehr gering waren und in keinem Fall einen Wert von 0,1 MPa überschritten. Damit waren sie weit geringer als die maximalen Porendrücke der Probekörper im Versuchsprogramm, bei denen kein Abplatzen auftrat und insbesondere auch deutlich geringer als die Werte von bis zu ca. 4 MPa, die von anderen Wissenschaftlern gemessen wurden, die kein Abplatzen feststellten. Es kann daher gefolgert werden,



Bild 6: Erklärung für den beobachteten Wasseraustritt Figure 6: Explanation of the observed water discharge

and FB 33 confirms these empirical findings. As Table 3 shows, explosive spalling did however also occur in two normal-strength concretes with Portland fly ash cement and three concretes with blast furnace cement. By contrast, spalling was not encountered in the high-strength concretes with CEM II/B-V and CEM III/A (FB 34 and FB 35), which had been subjected to particularly intensive drying prior to the spalling test.

Fig. 7 shows a typical mass, temperature and pressure development profile for cases with occurrence of spalling in a PTM test. In the seven cases, spalling occurred between 24 and 34 minutes after the start of the test, accompanied by a loud bang. At this point in time, the concrete had attained a temperature of approx. 200 °C at a distance of 1 cm from the heated surface. An interesting aspect is that the measured pore pressures at the time of spalling were



Bild 7: Ergebnisse eines typischen PTM-Versuchs, bei dem Abplatzen auftrat (hier: FB 6) Abplatzen und Versuchsabbruch nach ca. 27 min Figure 7: Results of a typical PTM test in which spalling occurred (here: FB 6). Spalling and termination of the test occurred here after about 27 min



Bild 8: Oberfläche des Probekörpers FB 6 nach dem Abplatzen Figure 8: Surface of the FB 6 specimen after spalling



Bild 9: Abgeplatzte Betonbruchstücke (FB 6); Gesteinskörnung frei von Zementstein (links) Figure 9: Spalled concrete fragments (FB 6); aggregate free from hardened cement paste (left)

dass der Porendruck nicht der hauptverantwortliche Faktor für das Auftreten von explosivem Abplatzen sein kann. Ähnliche Schlussfolgerungen ziehen [10] und [11]. Ein Zusammenhang zwischen einem hohem Feuchtegehalt im Beton und einem höheren Abplatzrisiko kann somit nicht ausschließlich mit einen Anstieg des Porendrucks begründet werden.

Bild 8 zeigt die Oberfläche eines Probekörpers (hier FB 6) nach dem Abplatzversuch. Der Metallgitterschutz der Heizstrahler, der sich nur wenige Zentimeter über der Betonoberfläche befand, verhinderte, dass die Bruchstücke beim Abplatzen durch die freigesetzte Energie weit fortgeschleudert wurden.

Bei näherer Betrachtung der Bruchstücke konnte festgestellt werden, dass ein großer Anteil der Gesteinskörnung sauber aus dem Beton herausgelöst worden war. Die Gesteinskörnungen waren fast komplett frei von Anhaftungen aus Zementstein (Bild 9). Diese Beobachtung konnte bei allen Betonen gemacht werden, bei denen Abplatzen auftrat. Es kann daher vermutet werden, dass der Verbund zwischen Gesteinskörnung und Zementstein durch Vorgänge im Bereich der Kontaktzone ("interfacial transition zone", ITZ) beim PTM-Versuch beeinflusst wurde. Hierfür dürfte zumindest mitverantwortlich sein, dass sich unter Temperatureinfluss die Gesteinskörnung ausdehnt, während der Zementstein bei Temperaturen von > 100 °C schwindet. Wie z.B. in [12] gezeigt wurde, führt bei Betonen mit CEM I- und CEM II/A-LL-Zementen eine Anlagerung von Portlandit an der Oberfläche der Gesteinskörnung zu einer Zone höherer Porosität im Zementstein, während bei Betonen mit CEM III/A weniger Portlandit an der Oberfläche der Gesteinskörnung vorliegt. Dies führt dazu, dass bei Betonen mit CEM III/A in der Kontaktzone eine geringere Porosität vorliegt als bei den Betonen zum Beispiel mit CEM I. Das Abplatzen könnte bei den betroffenen Betonen dadurch begünstigt worden sein, dass infolge der Temperaturausdehnung der Gesteinskörnung bei einer weniger porösen Kontaktzone (ITZ) größere Zugspannungen im Zementstein resultieren als bei den Vergleichsbetonen.

3.4 Versuche mit reduzierter Maximaltemperatur/Aufheizrate

Wie Mindeguia [13] zeigte, führt eine höhere Maximaltemperatur der Heizstrahler und eine damit verbundene höhere Aufheizrate der Probekörper zu geringeren Porendrücken im Beton. Mindeguia vermutet, dass dies damit begründet werden kann, dass bei der höheren Aufheizrate vermehrt Risse im Beton auftreten, die den Transport von flüssigem und dampfförmigem Wasser vereinfachen.

Zwei der im VDZ durchgeführten PTM-Versuche (Betone FB 3 und FB 11) wurden mit einer reduzierten Maximaltemperatur der Heizstrahler von 600 °C (statt 750 °C wie bei den anderen Versuchen) und einer damit verbundenen geringeren Aufheizrate der Probekörper durchgeführt. Es bestätigte sich, dass der gemessene Porendruck bei diesen beiden Versuchen höher war als bei den Versuchen mit höherer Maximaltemperatur very low and never exceeded a value of 0.1 MPa. They were thus well below the maximum pore pressures of the test specimens in the experimental programme in which no spalling occurred and in particular also far lower than the values of up to approx. 4 MPa measured by other scientists who did not observe any spalling. It can thus be concluded that the pore pressure cannot be the main factor responsible for the occurrence of explosive spalling. Similar conclusions are drawn by [10] and [11]. A relationship between a high moisture content of the concrete and a higher risk of spalling can therefore not be entirely explained by a rise in pore pressure.

Fig. 8 shows the surface of a test specimen (here FB 6) after the spalling test. The metal grille of the radiant heaters positioned just a few centimetres above the surface of the concrete stopped fragments being catapulted over a considerable distance by the energy liberated on spalling.

Closer inspection of the fragments revealed that a large proportion of the aggregate had been cleanly detached from the concrete. There was virtually no hardened cement paste attached to the aggregates (Fig. 9). The same was observed for all concretes in which spalling occurred. It can thus be assumed that the bond between the aggregate and the hardened cement paste was influenced by processes in the area of the contact zone ("interfacial transition zone", ITZ) in the PTM test. The fact that the aggregate expands under the influence of temperature, whereas the hardened cement paste shrinks at temperatures > 100 °C, is likely to be at least a contributory factor. As shown in [12], for example, an accumulation of Portlandite on the surface of the aggregate results, for concretes with CEM I and CEM II/A-LL cements, in a zone of greater porosity in the hardened cement paste, whereas less Portlandite is found on the surface of the aggregate in concretes with CEM III/A. Consequently, the porosity in the contact zone is lower for concretes with CEM III/A than for concretes with CEM I for example. In the case of the concretes affected, spalling may have been promoted by the fact that the thermal expansion of the aggregate resulted in greater tensile stress in the hardened cement paste with a less porous contact zone (ITZ) than in the other concretes.

3.4 Tests with reduced

maximum temperature/heating rate

As shown by Mindeguia [13], a higher radiant heater maximum temperature and the associated higher test specimen heating rate result in lower pore pressures in the concrete. Mindeguia assumes that this can be explained by the fact that a higher heating rate causes more cracks to form in the concrete and these facilitate the transport of liquid water and vapour.

Two of the PTM tests conducted at VDZ (concretes FB 3 and FB 11) were performed with a reduced radiant heater maximum temperature of 600 °C (instead of 750 °C as in the other tests) and an associated lower test specimen heating rate. It could be confirmed that the pore pressure measured in these two tests was higher than in the tests with higher maximum temperature (max-

(Maximum bis ca. 1,4 MPa). Das Maximum des Porendrucks stellte sich zudem deutlich später ein. Bei den Versuchen mit einer Maximaltemperatur der Heizstrahler von 600 °C wurde auf der Unterseite der Probekörper nur ein sehr geringer Austritt von flüssigem Wasser beobachtet. Dies bestätigt, dass die Aufheizrate einen unmittelbaren Einfluss auf das Auftreten von Rissen im Beton hat und eine geringere Aufheizrate zu weniger Rissbildung führt. Dies kann v.a. mit einem verringerten Temperaturgradienten im Probekörper bei geringerer Aufheizrate (Temperaturdifferenz zwischen 4 cm und 1 cm Tiefe nach 60 min ca. 70 °C, ansonsten zu diesem Zeitpunkt ca. 140 °C) begründet werden.

3.5 Versuche ohne einseitige Druckbelastung

Um den in Bild 6 dargestellten Einfluss der Drucklast auf die Rissbildung zu verifizieren, wurde bei zwei PTM-Versuchen auf das Aufbringen einer einseitigen Drucklast verzichtet. Dies wurde durch das Einlegen von Zwischenblechen in den Stahlrahmen erreicht, die den Längenunterschied zwischen Probekörper und den seitlichen Stahlprofilen ausglichen und so dafür sorgten, dass durch die Verschraubung die seitlichen Stahlprofile kraftschlüssig miteinander verbunden wurden. Vom Stahlrahmen auf die Seitenflächen der Betonprobekörper wirkten somit vorwiegend Reibungskräfte (Betone FB 23, FB 8).

Als wesentlicher Unterschied zu den Versuchen mit einseitiger Druckbelastung zeigte sich, dass es auf der Probenunterseite an allen vier Seitenflächen zum Abtropfen flüssigen Wassers kam. Hierdurch kann belegt werden, dass durch die Druckspannungen Risse senkrecht zur Druckrichtung verhindert werden.

4 Zusammenfassung und Diskussion der Versuche zum explosiven Abplatzen

Ein von Kalifa in [7] vorgestellter Versuchsaufbau (PTM-Versuch) wurde modifiziert, indem eine seitliche Druckbelastung auf den Betonprobekörper aufgebracht wurde. Die anhand von Versuchen mit diesem Versuchsaufbau gewonnen Erkenntnisse können wie folgt zusammengefasst werden:

- Während in PTM-Versuchen ohne Druckbelastung in der Literatur auch bei sehr dichten und hochfesten Betonen mit gleicher Probekörpergeometrie kein Abplatzen beobachtet wurde, trat im vorliegenden Forschungsvorhaben mit Druckbelastung bei 7 von 33 Betonen explosives Abplatzen auf. Hieraus kann gefolgert werden, dass die Druckspannungen entscheidend für das Auftreten von Abplatzen im PTM-Versuch sind.
- Das Abplatzen trat bei sehr geringen Porendrücken von weniger als 0,1 MPa auf. In den PTM-Versuchen des VDZ ohne Abplatzen betrugen die Porendrücke bis ca. 1,4 MPa, während in PTM-Versuchen anderer Wissenschaftler ohne Abplatzen Porendrücke bis ca. 4 MPa gemessen wurden. Es wird daher davon ausgegangen, dass hohe Porendrücke nicht die Hauptursache des Auftretens von explosivem Abplatzen von Beton sind. Diese Vermutung wird noch dadurch bestärkt, dass in Versuchen im VDZ die O2-Durchlässigkeit nach DAfStb Heft 422 [14] der im PTM-Versuch vom Abplatzen betroffenen Betone nach dem Erhitzen von 105 °C auf 300 °C gegenüber Vergleichsbetonen überproportional anstieg und sich ein hoher Permeabilitätskoeffizient und ein hoher Porendruck im Beton gegenseitig ausschließen sollten. Eine überproportional ansteigende Permeabilität könnte ein Hinweis auf die im Vergleich zu anderen Betonen deutlicheren Gefügeveränderungen im Zementstein beim Erhitzen von 105 °C bis 300 °C sein.
- Abplatzen trat bei hochfesten Betonen sowie bei normalfesten Betonen mit Hochofenzement (CEM III/A) und Portlandflugaschezement (CEM II/B-V) auf. Im Vergleich zu anderen Betonen im Versuchsprogramm
- weist der Zementstein dieser Betone einen geringeren Kapillarporenanteil und einen größeren Gelporenanteil auf,
- enthält der Zementstein dieser Betone einen geringeren Anteil an Calciumhydroxid. Bei Annahme einer vollständigen Hydratation entspricht dies einem größeren Anteil an C-S-H-Phasen.

imum up to approx. 1.4 MPa). The pore pressure also reached its maximum at a much later point in time. Very little liquid water was seen to emerge on the underside of the test specimens in the tests with a radiant heater maximum temperature of 600 °C. This confirms that the heating rate has a direct influence on the occurrence of cracks in the concrete and a lower heating rate leads to less crack formation. This can primarily be explained by a reduced temperature gradient in the test specimen with a lower heating rate (temperature difference between a depth of 4 cm and 1 cm after 60 min. approx. 70 °C, otherwise approx. 140 °C at this point in time).

3.5 Tests without one-sided compressive load

To verify the effect on crack formation of the compressive load as shown in Fig. 6, two PTM tests were conducted without one-sided compressive load application. This was done by inserting intermediate plates into the steel frame to compensate for the difference in length between the test specimen and the side steel sections and so to ensure that the bolted joint produced a frictional connection between the side steel sections. Mainly frictional forces were thus exerted by the steel frame on the side surfaces of the concrete test specimens (concretes FB 23, FB 8).

A significant difference in relation to the tests with one-sided compressive load was that liquid water dripped off the underside of the specimen at all four side surfaces. This can be seen as proof that the compressive stress prevents cracking perpendicular to the direction of pressure.

4 Summary and discussion of the trials on explosive spalling

A test setup (PTM test) presented by Kalifa in [7] was modified by applying a lateral compressive load to the concrete specimen. The results of the tests with this experimental setup can be summarized as follows:

- While in PTM tests without compressive stress in literature no spalling was observed even with very dense and highstrength concretes with the same test specimen geometry, in the present research project 7 of 33 concretes showed explosive spalling. From this it can be concluded that the application of compressive forces is a decicive factor for the occurrence of spalling in the PTM test.
- Spalling occurred at very low pore pressures of less than 0.1 MPa. In the VDZ's PTM experiments without spalling, the pore pressures were up to approx. 1.4 MPa, while in PTM tests carried out by other scientists, in which no spalling occurred, higher pore pressures up to approx. 4 MPa were measured. It is therefore concluded that high pore pressures are not the main cause for explosive spalling of concrete. This conclusion is further reinforced by the fact that - compared to the concretes that did not spall - the O2-permeability [14] of the concretes that spalled in the PTM test carried out at the VDZ increased disproportionately higher after heating them from 105 °C to 300 °C. A disproportionally high permeability could be could be an indication of more pronounced structural changes in the hardened cement paste compared to other concretes when heating from 105 °C to 300 °C.
- Spalling occurred in high-strength concretes as well as in normal strength concretes with blastfurnace cement (CEM III/A) and Portland fly ash cement (CEM II/B-V). Compared to other concretes in the test program
- the hardened cement paste of these concretes has a lower capillary porosity and a higher percentage of gel pores,
- the hardened cement paste of these concretes contains a lower proportion of calcium hydroxide. Assuming complete hydration, this corresponds to a greater proportion of C-S-H phases.

Da hohe Porendrücke als Hauptursache des Abplatzens bei den durchgeführte Versuchen ausgeschlossen werden, erscheinen folgende Hypothesen zu der Frage begründet, warum Abplatzen bei einigen Betonen unter Druckbelastung auftrat, während andere Betone kein Abplatzen zeigten:

1) Bedingt durch die Porenverteilung der betroffenen Betone

- trockneten diese Betone nach Ümlagerung von 100 % RH in 65 % RH langsamer,
- wiesen diese Betone bei "üblichen" relativen Luftfeuchten (50 % RH bis 80 % RH) höhere Ausgleichsfeuchten (in M.-%) auf als die anderer Betone im Versuchsprogramm.

Hierdurch lag ihr massenbezogener Feuchtegehalt beim Abplatzversuch nach ähnlicher Trocknungsdauer höher. Eine negative Beeinflussung der mechanischen Eigenschaften des Betons durch einen höheren Feuchtegehalt beim Erhitzen könnte zum Abplatzen beitragen, wie z.B. [8] vermutet.

- 2) Ein Abplatzen könnte dadurch begünstigt werden, dass bei den betroffenen Betonen der Temperaturausdehnung der Gesteinskörnung durch eine wenig poröse Kontaktzone (ITZ) ein größerer Widerstand entgegensetzt wurde und hieraus größere Zugspannungen im Zementstein resultierten.
- 3) Îm Temperaturbereich von 150 °C bis ca. 400 °C findet eine teilweise Freisetzung des Wassers der Calciumsililkathydrate (C-S-H) im Zementstein statt, während es erst bei Temperaturen von mehr als ca. 500 °C zu einer chemischen Umwandlung von Calciumhydroxid kommt. Vermutlich treten bei Betonen mit Silicastaub, Hochofenzement oder Portlandflugaschezement aufgrund des unterschiedlichen Anteils der Hydrationsprodukte beim Erhitzen auf Temperaturen bis ca. 400 °C größere Gefügeänderungen im Vergleich zu anderen Betonen ohne diese Zementhauptbestandteile bzw. Zusatzstoffe auf, die – insbesondere unter Druckbelastung – unterschiedliche Dehnungen in verschiedenen Abständen von der erhitzten Oberfläche nach sich ziehen können. Diese Dehnungsunterschiede dürften einen Beitrag zum Abplatzen leisten.

Diese Hypothesen und der relative Beitrag der vermuteten Phänomene zum Abplatzen sollen in einem Nachfolgevorhaben untersucht werden.

- Since high pore pressures are excluded as the main cause of spalling during the tests carried out, the following hypotheses on the question as to why spalling occurred in some concretes under pressure load, while other concretes showed no spalling:
 1) Due to the pore distribution of the affected concretes
 - after relocation of 100 % RH to 65 % RH, these concretes dried more slowly,
 - these concretes exhibited higher equilibrium moisture content (in mass %) at "normal" relative humidity levels (50 % RH to 80 % RH) than other concretes in the experimental program. As a result, their mass related moisture content was higher during the spalling test after a similar drying period.

A negative influence of a higher moisture content during heating on the mechanical properties of the concrete could contribute to spalling, such as assumed in [8].

- 2) Due to a less porous interfacial transition zone (ITZ), the thermal expansion of the aggregates generated comparatively higher tensile stresses in the hardened cement paste.
- 3) In the temperature range from 150 °C to approx. 400 °C, the water of the calcium silicate hydrates (C-S-H) is partially released from the hardened cement paste, whereas a chemical transformation of calcium hydroxide only takes place at temperatures above approx. 500 °C. In concretes with silica fume, blastfurnace cement or Portland fly ash cement, due to the different relative proportion of hydration products, there are probably more pronounced changes in the microstructure when heated to temperatures of up to approx. 400 °C compared to other concretes without these main cement components or additions, which particularly under compression cause different elongations at different distances from the heated surface. These differences in strain are likely to contribute to spalling.

These hypotheses and the relative contribution of the presumed phenomena to spalling will be investigated in a follow-up project.

Literatur / Literature

- DIN EN 12390-2:2009 "Prüfung von Festbeton Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen"
 www.wulfi.de
- [3] DIN EN ISO 15148:2013 "Wärme- und feuchtetechnisches Verhalten von Baustoffen und Bauprodukten – Bestimmung der hygroskopischen Sorptionseigenschaften"
- [4] DIN EN ISO 12572:2001 "Wärme- und feuchtetechnisches Verhalten von Baustoffen und Bauprodukten Bestimmung der Wasserdampfdurchlässigkeit"
 [5] DIN EN ISO 12571:2003 "Bestimmung des Wasseraufnahmekoeffizienten bei
- [5] DIN EN ISO 12571:2003 "Bestimmung des Wasseraufnahmekoeffizienten bei teilweisem Eintauchen, Wärme- und feuchtetechnisches Verhalten von Baustoffen und Bauprodukten"
 [6] DIN EN 1992-1-2:2010-12 "Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von
- [6] DIN EN 1992-1-2:2010-12 "Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1–2: Tragwerksbemessung für den Brandfall"
- [7] Kalifa, P. et al.: Spalling and pore pressure in HPC at high temperatures. Cement and Concrete Research 30 (2000), pp. 1915–1927
- [8] Jansson, R.: The Influence of Pressure in the Pore System on Fire Spalling of Concrete. Stockholm, 2010
- [9] Fire design of concrete structures. State of the art report, fib 2007
- [10] Jansson, R.: Fire Spalling of Concrete, Theoretical and Experimental Studies. Stockholm, 2013
- [11] Mindeguia, J.-C. et al.: Experimental analysis of concrete spalling due to fire exposure. European Journal of Environmental and Civil Engineering 17 (2013)

- [12] Leemann, A.et al.: Influence of cement type on ITZ porosity and chloride resistance of self-compacting concrete. Cement & Concrete Composites 32 (2010)
- [13] Mindeguia, J.-C. et al.: Experimental discussion on the mechanisms behind the fire spalling of concrete. Fire and Materials 2014
 [14] Prüfung von Beton-Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048.
- [14] Prüfung von Beton-Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 422, Berlin 1991
- [15] Kalifa, P. et al.: High-temperature behaviour of HPC with polypropylene fibres: From spalling to microstructure. Cement and Concrete Research 31 (2001), pp. 1487–1499
 [16] Mindeguia, J.-C. et al.: Temperature, pore pressure and mass variation of con-
- [16] Mindeguia, J.-C. et al.: Temperature, pore pressure and mass variation of concrete subjected to high temperature – Experimental and numerical discussion on spalling risk. Cement and Concrete Research (2009)
- [17] Jihad, Miah. et al.: Fire spalling of concrete: effect of cement type. 4th International workshop on concrete spalling due to fire exposure (2015)
- [18] Mugume, R. et al.: Effect of heating rate on pore pressure spalling of fibrereinforced high strength concrete subjected to high temperatures. 1st International RILEM workshop on concrete spalling due to fire exposure (2009)
- [19] Mugume, R. et al.: Effect of the measurement technique on the amount of maximum pore pressures measured inside concrete subjected to high temperatures. 2nd international RILEM workshop on spalling due to fire exposure (2011)
- [20] Suhaendi, S. L.: Effect of polypropylene fibre geometry on explosive spalling mitigation in high strength concrete under elevated temperature condition. International Congress, Concrete Technology Unit of the University of Dundee, Dundee 2008, pp. 149–156

Alkali-Kieselsäure-Reaktion im kommunalen Straßenbau

Alkali-silica reaction in municipal road construction

Übersicht

Viele Verkehrsflächen im kommunalen Bereich werden unter Bezug auf das Allgemeine Rundschreiben Straßenbau Nr. 04/2013 zur Alkaliempfindlichkeit aufgrund der Einordnung in die Belastungsklassen Bk1,8 bis Bk100 der Feuchtigkeitsklasse WS zugeordnet. Die Eignung von Gesteinskörnungen bzw. Betonen für die Feuchtigkeitsklasse WS kann durch eine WS-Grundprüfung oder eine AKR-Performance-Prüfung des Betons nachgewiesen werden. Da in vielen Regionen keine entsprechenden Nachweise vorliegen, ist oftmals kein Transportbeton lieferbar. Die Einstufung WS wurde für Autobahnen (hohe dynamische Belastung und Alkalizufuhr von außen) gewählt. Bei kommunalen Flächen ist aber infolge der geringeren Geschwindigkeit die dynamische Verkehrsbelastung nicht so hoch. Zudem werden im innerstädtischen Bereich oft keine Taumittel eingesetzt, sodass die Alkalizufuhr und das Risiko einer schädigenden AKR im Vergleich zum Autobahnbau geringer ausfallen dürften. Möglicherweise ist die Feuchtigkeitsklasse WA oder eine vergleichbare Zuordnung ausreichend. In einem Forschungsvorhaben wurden daher Bohrkerne aus Flächen des kommunalen Straßenbaus und Laborbetone mit den für die Feuchtigkeitsklassen WS bzw. WA entwickelten Prüfverfahren geprüft. Aus den Versuchsergebnissen wurden Kriterien erarbeitet, um die Alkaliempfindlichkeit und eine praxisgerechte Zuordnung der Feuchtigkeitsklasse von Betonen im Bereich des kommunalen Straßenbaus zu beurteilen.

1 Einleitung und Untersuchungsziel

Schäden durch eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) an Betonfahrbahndecken auf Bundesautobahnen in Deutschland führten zur Entwicklung von AKR-Performance-Prüfverfahren [1–5]. Zur Vermeidung von Schäden auf Autobahnen und BundesfernAbstract

With reference to the General Circular on Road Construction No. 04/2013 on alkali reactivity, many traffic areas in the municipal sector are assigned to moisture class WS on account of being allocated to load classes Bk1.8 to Bk100. The suitability of aggregates or concrete mixes for moisture class WS can be verified by subjecting the concrete to WS aggregate testing or an ASR performance test. A lack of appropriate verification in many regions means that ready-mixed concrete can often not be supplied. The WS classification was selected for motorways (high dynamic loads and external alkali supply). On account of the lower speeds involved, the dynamic traffic load is however not as high in municipal areas. An additional aspect is that de-icing agents are often not used in urban areas, so that there is less likelihood of alkali supply and a lower risk of deleterious ASR here than in the case of motorways. Moisture class WA or a comparable classification may therefore be sufficient. Drill cores from the municipal road construction sector and laboratory concretes were therefore tested with the methods developed for moisture classes WS and WA in a research project. The test results were taken as a basis for drawing up criteria for alkali reactivity assessment and for the practical assignment of concrete moisture classes in the municipal road construction sector.

1 Introduction and aim of the investigation

Damage to concrete pavements on Federal motorways in Germany arising from alkali-silica reaction (ASR) led to the development of ASR performance test methods [1–5]. The General Circular on Road Construction No. 04/2013 on the topic of alkali reactivity and corresponding testing procedures was published with a view to avoiding damage on motorways and trunk roads [6]. In this, the moisture classes WA (concrete which is often moist, or moist

straßen wurde das Allgemeine Rundschreiben Straßenbau Nr. 04/2013 zur Alkaliempfindlichkeit mit entsprechenden Prüfverfahren veröffentlicht [6]. In Abhängigkeit der aus den Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen (RStO) abgeleiteten Baubzw. Belastungsklasse [7] werden darin die Feuchtigkeitsklassen WA (Beton, der während der Nutzung häufig oder längere Zeit feucht ist und häufiger oder langzeitiger Alkalizufuhr von außen ausgesetzt ist) bzw. WS (Beton, der zusätzlich zu der Beanspruchung nach Klasse WA einer hohen dynamischen Beanspruchung ausgesetzt ist) zugewiesen (Tabelle 1). Die Eignung von Gesteinskörnungen

Tabelle 1: Feuchtigkeitsklassen von Verkehrsflächen (Bundesfernstraßen) bei Anwendung des Allgemeinen Rundschreiben Straßenbau ARS 04/2013 [6]

Table 1: Moisture classes of traffic areas (trunk roads) with application of the General Circular on Road Construction ARS No. 04/2013 [6]

RStO 01	RStO 12	RStO 01	RStO 12 [7]	Moisture class,
load B ¹⁾	load B ¹⁾	tion class	Load class	per ARS [6]
	> 32	SV	Bk100	
1	0 to 32	I	BK32	
3 to 10	3.2 to 10	II	BK10	WS
0.8 to 3	1.8 to 3.2		Bk3.2	
	1.0 to 1.8		Bk1.8	
0.3 to 0.8	0.3 to 1.0	IV	Bk1.0	
0.1 to 0.3	0.1 to 0.3		DLO 2	WA
to 0.1	< 0.3	VI	DKU.3	

¹⁾ Equivalent 10 t standard axles in million

bzw. Betonen für die Klasse WS kann durch eine WS-Grundprüfung oder eine AKR-Performance-Prüfung des Betons nachgewiesen werden. Viele Verkehrsflächen im kommunalen Bereich werden den Belastungsklassen Bk1,8 bis Bk100 und damit in Analogie zu dem Rundschreiben der Feuchtigkeitsklasse WS zugeordnet. Hierzu zählen z.B. Bushaltestellen, Parkflächen oder Straßentypen nach den Richtlinien für die Anlage von Stadtstraßen (RASt) [8] im innerstädtischen Bereich (Tabelle 2).

Die Einstufung WS wurde für Autobahnen (Alkalizufuhr von außen und hohe dynamische Beanspruchung) gewählt. Bei kommunalen Flächen dürfte infolge der geringeren Geschwindigkeit die dynamische Verkehrsbelastung nicht so hoch sein. Zudem werden oft weniger oder keine Taumittel, sondern abstumpfende Mittel eingesetzt, sodass die Alkalizufuhr und das Risiko einer schädigenden AKR geringer ausfallen dürfte. Möglicherweise ist die Feuchtigkeitsklasse WA oder eine vergleichbare Zuordnung ausreichend. Für die Feuchtigkeitsklasse WA wären die Regelungen der Alkali-Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) [9] anzuwenden.

Bei vielen Anwendungen des kommunalen Straßenbaus handelt es sich im Vergleich zum Autobahnbau um kleinere Baulose, für die sich der Aufbau einer eigenen Baustellenmischanlage nicht lohnt. Der Beton wird daher i.d.R. von Transportbetonwerken geliefert. Die Praxis nach Einführung des ARS hat gezeigt, dass insbesondere bei kleineren Bauvorhaben Probleme auftreten, da nunmehr infolge der Belastungsklasse die Feuchtigkeitsklasse WS gefordert wird. Da in vielen Regionen weder WS-Grundprüfungen noch Performance-Prüfungen vorliegen, ist die Anwendung der Betonbauweise im innerstädtischen Bereich vielfach nicht möglich. Transportbeton mit den notwendigen Nachweisen ist nicht lieferbar. Ziel des Forschungsvorhabens war es nunmehr, für den Bereich kommunaler Verkehrsflächen grundlegende Erkenntnisse zur praxisgerechten Zuordnung der Feuchtigkeitsklasse und der entsprechenden Bewertung des Betons z.B. durch Performance-Prüfungen zu liefern. Die praxisgerechte Wahl der Feuchtigkeitsklasse und die Bewertung durch ein geeignetes Prüfverfahren schützen vor Fehlanwendungen durch eine schädigende AKR und ermöglichen den Einsatz regional verfügbarer Ausgangsstoffe. Dauerhaftigkeit und Wirtschaftlichkeit der Betonbauweise werden damit verbessert.

2 Umfang der Untersuchungen

Das Forschungsvorhaben wurde in drei Arbeitspaketen bearbeitet. Zunächst wurden Betonflächen im kommunalen Bereich oder vergleichbarer Anwendung mit guten Praxiserfahrungen ausgewählt. Voraussetzung war eine mindestens 10-jährige Liegezeit ohne Anzeichen einer schädigenden AKR. Die Strecken wurden visuell auf AKR-spezifische Schadensmerkmale begutachtet und - falls vorhanden - folgende Daten erhoben: Ausgangsstoffe (Zementart, Alkaligehalt, Gesteinskörnungen), Betonzusammensetzung und sonstige Randbedingungen (Baujahr, Oberbau, Taumitteleinsatz). Um das Verhalten der Betone in Laborprüfungen festzustellen, wurden in einem zweiten Schritt Bohrkerne aus den Decken entnommen und mit den vom VDZ für die Feuchtigkeitsklassen WA bzw. WS entwickelten Prüfverfahren geprüft [1 bis 5]. Außerdem wurden Chloridprofile ausgewählter Betondecken bestimmt und mit den Ergebnissen von Autobahnen (WS [9]) verglichen. Schließlich wurden ausgewählte Betone im Labor nachgestellt und eine WS- bzw. WA-Performance-Prüfung unter Verwendung der Informationen der damaligen Erstprüfung sowie eine Nebelkammerprüfung der Gesteinskörnungen (Splitt und Kies) nach Alkali-Richtlinie [9] durchgeführt.

3 Versuchsergebnisse

3.1 Arbeitspaket 1: Auswahl Flächen

Um die Eignung von Betonen für kommunale Verkehrsflächen und deren praktische Bewährung nachzuweisen, wurden Beispiele mit guten Praxiserfahrungen ausgewählt (Tabelle 3). Voraussetzung war eine mindestens 10-jährige Liegezeit ohne Anzeichen einer schädigenden AKR. Einige potenziell geeignete Flächen konnten nicht in die Untersuchung einbezogen werden, da Tabelle 2: Belastungsklassen und daraus abgeleitete Feuchtigkeitsklasse für typische Entwurfssituationen im kommunalen Straßenbau [8] Table 2: Load classes and moisture class derived from these for typical design situations in the municipal road construction sector [8]

Typical design situation in accordance with [8]	Load class	Moisture class
Road without surrounding structures	Bk10 to Bk100	
Connecting road	Bk3.2/Bk10	
Industrial road	Bk3.2 to Bk100	
Commercial road	Bk1.8 to Bk100	WS
Main business road	Bk1.8 to Bk10	
Local business road	Bk1.8 to Bk10	
Local access road	Bk3.2/Bk10	
Village main road	Bk1.0 to Bk3.2	
Access road	Bk1.0 to Bk3.2	WA/WS
Distributor road	Bk1.0 to Bk3.2	
Residential road	Bk0.3/Bk1.0	10/0
Residential street	Bk0.3	٧٧A

for lengthy periods, and is often exposed, or exposed for lengthy periods, to an external supply of alkalis) and WS (concrete, which in addition to the action effect associated with class WA is subject to a high dynamic load level) are assigned on the basis of the construction or load class [7] derived from the Directives for the standardisation of the superstructures of trafficked surfaces (RStO) (Table 1). The suitability of aggregates or concrete mixes for class WS can be verified by subjecting the concrete to WS aggregate testing or an ASR performance test. Many traffic areas in the municipal sector are assigned to load classes Bk1.8 to Bk100 and thus, by analogy, to moisture class WS in accordance with the circular. These include bus stops, parking areas or types of roads based on the Directives for Urban Road Design (RASt) [8] in the urban sector (Table 2), for example.

The WS classification was selected for federal motorways (external alkali supply and high dynamic load). On account of the lower speeds involved, the dynamic traffic load is probably not as high in municipal areas. In addition, gritting agents tend to be used rather than de-icing agents, thus reducing the alkali supply and the risk of deleterious ASR. Moisture class WA or a comparable classification may therefore be sufficient. The stipulations of the Alkali Guidelines of the German Committee for Structural Concrete (DAfStb) [9] would be applicable to moisture class WA.

Many applications in the field of municipal road construction involve smaller construction jobs than in the case of motorways and so do not warrant setting up an on-site mixing plant. The concrete therefore tends to be supplied by ready-mixed concrete companies. Practical experience since the introduction of the ARS has shown that problems are encountered with smaller building projects in particular, because moisture class WS is now demanded on the basis of the load class. As neither WS aggregate testing nor performance tests are available in many regions, it is often not possible to use concrete construction methods in urban areas. Ready-mixed concrete with the necessary verification cannot be supplied. The aim of the current research project was to provide the municipal traffic area sector with findings as a basis for practicable moisture class assignment and corresponding evaluation of the concrete by way of performance tests, for example. Practice-oriented selection of the moisture class and evaluation by way of a suitable test method help to guard against incorrect usage associated with deleterious ASR and permit the use of regionally available starting materials. The durability and cost-effectiveness of concrete construction are thus enhanced.

deren Eigentümer auf Nachfrage der Entnahme von Bohrkernen nicht zustimmten (z.B. ein Omnibusbahnhof bzw. eine Lkw-Stellfläche). Anstelle dieser Flächen wurde ein Autobahnabschnitt (Nr. 3) in die Untersuchung einbezogen, der mit einem in der Region verwendeten Beton gleicher Zusammensetzung hergestellt wurde. Aus einem Zementwerk wurden drei Flächen mit unterschiedlichem Schwerverkehr und Taumittelauftrag ausgewählt (Nr. 7, 8 und 9). Von der Ortsumgehung B8n in Düsseldorf (Nr. 5 und 6) wurden zwei Varianten mit unterschiedlichen Oberbetonen einbezogen. Außerdem wurden ein Busbahnhof (Nr. 4) und zwei innerstädtische Straßen in Berlin (Nr. 1) und Wiesbaden (Nr. 2) ausgewählt. Der im Straßenbereich in Wiesbaden verwendete Beton (Nr. 2) wurde auch innerhalb der im Straßenbereich gelegenen Bushaltestellen verwendet.

Die ausgewählten Flächen wurden visuell auf AKR-bedingte Schadensbilder begutachtet [10]. Dabei wurden keine AKRspezifischen Merkmale festgestellt. Vereinzelt waren feine oberflächennahe Schwindrisse vorhanden.

Zu jedem Baulos wurden die zugänglichen Daten (z.B. Ausgangstoffe, Betonzusammensetzung, Bau- bzw. Belastungsklasse, Baujahr, Oberbau) erfasst (Tabelle 4). Außerdem wurden z.B. Informationen zu Einbauverfahren und zur Taumittel-

Tabelle 3: Bezeichnung und Baujahr der ausgewählten Betonflächen Table 3: Designation and year of construction of selected concrete areas

No.	Usage/type of traffic area	Year of construction
1	Road, left-turn lane	2003
2	Road	2002
3	Motorway hard shoulder with same concrete as other areas in the region in the municipal sector	2005
4	Bus station	2004/2005
5	B8n_l bypass (trunk road)	2002
6	B8n_II bypass (trunk road)	2002
7	Factory road	2004
8	Parking area	2007
9	Lorry parking area	1996

Tabelle 4: Kennwerte der Betondecken Table 4: Characteristic values of concrete pavements

			-				
No.	Concrete pavement construction method	Cement	kg/m³	Na₂O in mass %	Age (years)	Classification in moisture class WS/WA	Use of de-icing agents in winter
1		CEM I 32,5 R	380	0.91	12	WS (Bkl I)	High
2	Cingle laver	CEM I 42,5 R	370	0.82	13	WS (Bkl I)	Low
3	Single-layer	CEM I 32,5 R	350	0.58	10	WS (Bkl SV)	High
4		CEM II/B-T 42,5 N	355	0.79	9	WS (Bkl II)	High
5	Top-layer concrete l		370		14	WS (Bkl SV)	High
6	Top-layer concrete II	CFM I 32.5 R	375	0.70			
5/6	Bottom-layer con- crete l/ll		360				
7		CEM II/B-S 42,5 N	350	0.78	11	WS (Bkl III)	Low
8	Single-layer	CEM II/A-M (S-LL) 42,5 R	360	0.87	8	WA (Bkl V)	High
9		CEM I 32,5 R	340	0.85	19	WS/WA (BkI III/IV)	Low

2 Scope of the studies

The research project was conducted in three work packages. The first step was to study concrete sections from the municipal sector or comparable applications where good practical experience had been gained. A prerequisite was a service life of at least 10 years without any evidence of deleterious ASR. The sections were visually inspected for ASR-specific damage characteristics and the following data were recorded where available: Starting materials (cement type, alkali content, aggregates), concrete composition and other boundary conditions (year of construction, surface, use of de-icing agents). In order to establish the behaviour of the concretes in laboratory experiments, the second step involved taking drill core samples from the pavements and examining them with the testing procedures developed by VDZ for the moisture classes WA and WS [1 to 5]. Chloride profiles were also determined for selected concrete pavements and compared to the results from motorways (WS [9]). Finally, selected concretes were replicated in the laboratory. WS and WA performance testing was conducted on the basis of the information from the original initial test, and 40 °C fog chamber testing of the aggregates (crushed stone and gravel) was performed in accordance with the Alkali Guidelines [9].



Bild 1: Wasserlösliche Chloridgehalte in Bohrkernen von Betonfahrbahndecken aus Autobahnen (gestrichelte Linien [11]) und in Bohrkernen aus dem kommunalen Bereich bezogen auf den Zementsteinanteil in Abhängigkeit von dem Abstand zur Oberfläche Figure 1: Water-soluble chloride content of drill cores from motorway concrete pavements (dashed lines [11]) and of drill cores from the municipal sector referenced to the proportion of hardened cement paste in relation to the distance from the surface

beaufschlagung erhoben. Mit Ausnahme der Ortsumgehung B8n (2-schichtiger Beton) waren die Betone einschichtig eingebaut worden. Hinsichtlich der Verkehrsbelastung ist davon auszugehen, dass zum Zeitpunkt des Baus die Flächen 1 bis 7 den Bauklassen SV und I bis III zugeordnet wurden und damit heute formal der Feuchtigkeitsklasse WS entsprechen. Die Fläche 8 ist der Klasse WA und die Fläche 9 der Klasse WS/WA zuzuordnen. Bezüglich der Taumittelbeaufschlagung während des Winterdiensts konnten nur qualitative Angaben erhoben werden. Auf die Fläche des Bauloses 8 (Abstellfläche) wurde im Winter regelmäßig Taumittel aufgebracht. Der Taumittelauftrag wurde qualitativ als gering, mittel oder stark eingestuft.

3.2 Arbeitspaket 2: Bohrkernuntersuchungen

Aus den neun Flächen wurden Bohrkerne entnommen. Aus einem Bohrkern jeder Fläche wurde eine Betonprobe entnommen und es wurden Dünnschliffe auf AKR-typische Merkmale (Risse, Gel) untersucht. Zum Entnahmezeitpunkt ergaben sich bei keiner Fläche Hinweise auf eine schädigende AKR. Außerdem wurden das Chloridprofil und die Dehnung im 60 °C-Betonversuch mit Alkali-Zufuhr bestimmt.

3.2.1 Chloridprofil

Zur Abschätzung des Eindringverhaltens von Natriumchlorid in den Beton wurde der Chloridgehalt von sechs ausgewählten Betondecken über den Querschnitt bestimmt. Das ermittelte Chloridprofil im oberflächennahen Bereich wurde mit Daten von Bohrkernen aus Autobahnen (WS [11]) verglichen. Bild 1 zeigt den wasserlöslichen Chloridgehalt im Beton bezogen auf den Zementsteinanteil in Abhängigkeit vom Abstand zur Oberfläche. Die gestrichelten Linien umschließen den Wertebereich für an Autobahnproben ermittelte Werte (WS). Der lösliche Chloridgehalt im Zementstein nahm bis zu einer Tiefe von rd. 5 cm kontinuierlich ab. Dabei zeigte sich kein systematischer Unterschied zwischen den kommunalen Flächen und Autobahnen. Mit Ausnahme der nicht mit Taumitteln beaufschlagten Werksstraße (Fläche 7) lagen die anderen Flächen im Wertebereich der Autobahnen (WS). Dass bei kommunalen Fahrbahndecken grundsätzlich geringere Chloridprofile infolge eines defensiveren Tausalzeinsatzes auftreten, konnte anhand der untersuchten Proben nicht bestätigt werden.



Bild 2: Dehnungen von Bohrkernhälften (Mittelwert aus zwei Bohrkernhälften) aus den neun Flächen im 60 °C-Betonversuch mit Alkalizufuhr von außen durch eine 3 %ige NaCI-Lösung Figure 2: Expansion of drill core halves (mean value from two drill core halves) from the nine areas in the 60 °C concrete test with external alkali supply through a 3 % NaCI solution

3 Test results

3.1 Work package 1: Selection of areas

Examples for which good practical findings exist were selected to verify the suitability of concrete mixes for municipal traffic areas and their successful use in practice (Table 3). A prerequisite was a service life of at least 10 years without any evidence of deleterious ASR. Certain potentially suitable areas could not be incorporated into the study, as their owners did not consent to drill core samples being taken when asked (e.g. a bus station and a lorry parking area). Instead of these areas, a section of motorway (no. 3) which had been produced with a concrete of the same composition as used in the region was included in the study. Three areas of a cement plant with differing amounts of heavy traffic and de-icing agent application were selected (no. 7, 8 and 9). Two areas with different top-layer concretes from the B8n bypass in Düsseldorf (no. 5 and 6) were included. In addition, a bus station (no. 4) and two urban roads in Berlin (no. 1) and Wiesbaden (no. 2) were selected. The concrete used in the road area in Wiesbaden (no. 2) was also employed for the bus stops in the area of the road.

The selected areas were visually inspected for ASR-induced damage patterns [10]. This did not reveal any ASR-specific characteristics. Isolated fine near-surface shrinkage cracks were found.

The accessible data were recorded for each construction job (e.g. starting materials, concrete composition, construction/load class, year of construction, surface) (Table 4). Information was also gathered on the placement method and treatment with de-icing agents, for example. With the exception of the B8n bypass (2-layer concrete), the concretes were placed in single layers. With regard to the traffic load, it can be assumed that at the time of construction areas 1 to 7 were assigned to construction classes SV and I to III and therefore formally comply with moisture class WS today. Area 8 is assigned to class WA and area 9 to class WS/WA. It was only possible to acquire qualitative information concerning the treatment with de-icing agents during gritting operations. Area no. 8 (parking area) was regularly treated with de-icing agent in winter. De-icing agent application was qualitatively classified as low, medium or high.

3.2 Work package 2: Drill core investigations

Drill core samples were taken from the nine areas. A sample of concrete was taken from the drill core of each area and thin sections



Bild 3: Dehnungen von Bohrkernhälften (Mittelwert aus zwei Bohrkernhälften) aus den neun Flächen im 60 °C-Betonversuch mit Alkalizufuhr von außen durch eine 10 %ige NaCI-Lösung Figure 3: Expansion of drill core halves (mean value from two drill core halves) from the nine areas in the 60 °C concrete test with external alkali supply through a 10 % NaCI solution

Für die Prüfungen wurden von jedem der neun Flächen zwei Bohrkerne verwendet. Die Bohrkerne wurden in Längsrichtung halbiert und Messmarken im Abstand von 20 cm angeordnet. Bei den beiden zweischichtigen Betondecken (Nr. 5 und 6) wurden die Dehnungen der rd. 5 cm bis 7 cm dicken Oberbetone mit zusätzlichen 10-cm-Messstrecken auf der oberen Stirnfläche bzw. der Innenseite der Mantelfläche gesondert erfasst.

Das Restdehnungspotenzial des Betons wurde mit dem 60 °C-Betonversuch mit Alkalizufuhr von außen für die Feuchtigkeitsklassen WA (3 %ige NaCl-Lösung) bzw. WS (3 %ige und 10 %ige NaCl-Lösung) ermittelt. Wenn die Dehnungen nach zehn Zyklen bei 3 %iger Alkalizufuhr den Wert von 0,50 mm/m nicht überschreiten, kann der Beton der Feuchtigkeitsklasse WA zugeordnet werden. Für die Feuchtigkeitsklasse WS darf bei 10 %iger Alkalizufuhr ein Wert von 0,50 mm/m bzw. bei 3 %iger Lösung ein Wert von 0,30 mm/m nicht überschritten werden. Die Prüfdauer wurde über die normalen 10 Zyklen auf 15 Zyklen verlängert.

Es zeigte sich, dass die kurze Messstrecke von 10 cm nicht geeignet war, um reproduzierbare Messwerte zu erzielen. In den Bildern ist daher jeweils nur der Unterbeton der Betone B8n_I und B8n_II (lfd. Nr. 5 und 6) dargestellt. Bei einer Konzentration von 3 % NaCl ist mit einer Ausnahme keine nennenswerte Zunahme der Dehnung nach zehn Zyklen zu verzeichnen (Bild 2). Den möglichen Ursachen der hohen Dehnungen der lfd. Nr. 8 ist nachzugehen. Die Dehnungen der Betone liegen unter dem Wert von 0,50 mm/m und können daher der Feuchtigkeitsklasse WA zugeordnet werden. Die meisten Betone wären zudem anhand der Prüfergebnisse auch für die Feuchtigkeitsklasse WS (\leq 0,30 mm/m) geeignet.

Bei einer Konzentration von 10 % NaCl ist ein wesentlich stärkerer Anstieg der Dehnungen auch über den Wert von zehn Zyklen hinaus zu verzeichnen (Bild 3). Das Bewertungskriterium für die Feuchtigkeitsklasse WS von 0,50 mm/m nach zehn Zyklen wird von sechs der neun Varianten unterschritten. Sehr gering sind die Dehnungen des Betons 3 aus dem Seitenstreifen einer Autobahn, der in gleicher Zusammensetzung in mehreren kommunalen Flächen der Region eingebaut wurde.

3.3 Arbeitspaket 3: Herstellung von Laborbetonen

3.3.1 Allgemeines

Im Arbeitspaket 3 wurden die Ausgangsstoffe (Zement, Gesteinskörnungen) jener Betone beschafft, aus denen die Betondecken der of this were investigated for ASR-specific characteristics (cracks, gel). At the time of sampling there was no indication of deleterious ASR in any of the areas. Moreover, the chloride profile and the expansion in the 60 $^{\circ}$ C concrete test with alkali supply were determined.

3.2.1 Chloride profile

The chloride content of six selected concrete pavements was obtained via the cross-section to estimate the sodium chloride penetration behaviour in the concrete. The near-surface chloride profile determined was compared to data from drill cores from motorways (WS [11]). Fig. 1 shows the water-soluble chloride content of the concrete referenced to the proportion of hardened cement paste in relation to the distance from the surface. The dashed lines outline the range of values obtained from motorway samples (WS). The soluble chloride content of the hardened cement paste decreased continuously down to a depth of around 5 cm. No systematic difference became apparent between the municipal areas and the motorways. With the exception of the factory road (area 7) which was not treated with de-icing agents, the other areas fell within the value range of the motorways (WS). The samples investigated could not confirm that lower chloride profiles generally occur in municipal road pavements as a result of a more sparing use of de-icing agents.

3.2.2 Drill core investigation in 60 °C concrete test

with external alkali supply

Two drill cores from each of the nine areas were used for the tests. The drill cores were halved lengthways and measuring marks were placed at intervals of 20 cm. In the case of the two 2-layer concrete pavements (no. 5 and 6), the expansion of the approx. 5 cm to 7 cm thick top-layer concrete was separately recorded with additional 10 cm measurement sections on the top end face and on the inside of the lateral surface.

The residual expansion potential of the concrete was determined by way of the 60 °C concrete test with external alkali supply for the moisture classes WA (3 % NaCl solution) and WS (3 % and 10 % NaCl solution). If the expansion after ten cycles with 3 % alkali supply does not exceed a value of 0.50 mm/m, the concrete can be assigned to moisture class WA. For moisture class WS, values of 0.50 mm/m and 0.30 mm/m must not be exceeded with 10 % alkali supply and 3 % solution respectively. The test duration was extended from the normal ten cycles to a total of 15 cycles.

Tabelle 5: Betonzusammensetzungen gemäß der jeweiligen alten Erstprüfung für die nachträgliche Performance-Prüfung Table 5: Concrete compositions in accordance with the applicable original initial test for the subsequent performance test

Characteristic value	Area							
Characteristic value	No. 1	No. 1 No. 2		No. 8				
Cement	380 kg/m³ CEM I 42,5 N WS test cement	370 kg/m³ CEM I 42,5 N WS test cement	350 kg/m³ CEM I 42,5 N	360 kg/m³ CEM II/A-M (S-LL) 42,5 R				
Na ₂ O equivalent	0.76 doped to 0.91 mass %	0.76 doped to 0.82 mass %	0.64 mass %	0.87 mass %				
Water	168 kg/m³	173.9 kg/m³	140 kg/m³	153 kg/m³				
w/c ratio	0.44	0.47	0.40	0.43				
Air content	4.5 vol. %	4.5 vol. %	4.5 vol. %	4.5 vol. %				
Aggregates	Values in vol. %, bulk density in kg/dm³							
Sand 0/2 mm	31 vol. %, 2.68	30 vol. %, 2.64	29 vol. %, 2.63	28 vol. %, 2.66				
Gravel 2/8 mm	25 vol. %, 2.62	20 vol. %, 2.62	19 vol. %, 2.63	23 vol. %, 2.64				
Gravel 8/16 mm	-	-	-	13 vol. %, 2.64				
Crushed stone 8/11	-		14 vol. %, 2.70	-				
Crushed stone 11/16	-		14 vol. %, 2.70	-				
Crushed stone 8/16	44 vol. %, 2.76	50 vol. %, 2.80		36 vol. %, 2.65				
Crushed stone 16/22	_	_	24 vol. %, 2.70	_				

	Cement on p	lacement	Current cement		acement Current cement		Comont for any sime stal
Area	Cement type	Na ₂ O in mass %	Cement type	Na ₂ O in mass %	programme		
1	CEM I 32,5 R	0.91	CEM I 42,5 R	1.00	WS test cement CEM I 42,5 R Na ₂ O = 0.76 mass % doped to 0.91 mass %		
2	CEM I 42,5 R	0.82	Clinker produc- tion discontin- ued	-	WS test cement CEM I 42,5 R Na ₂ O = 0.76 mass % doped to 0.82 mass %		
3	CEM I 32,5 R	0.58	CEM I 52,5 N (so)	0.25	CEM I 42,5 N Na ₂ O = 0.64 mass %		
8	CEM II/A-M (S-LL) 42,5 R	0.87	CEM II/A-M (S-LL) 42,5 R	0.87	Current cement		

 Tabelle 6: Zemente für die Performance-Prüfungen mit dem 60 °C-Betonversuch

 Table 6: Cements for performance tests with the 60 °C concrete test

Proben Nr. 1, 2, 3 und 8 bestehen, und daraus im Labor nachträglich Betone hergestellt. Unter Verwendung der Informationen der damaligen Erstprüfung wurde nachträglich eine AKR-Performance-Prüfung mit dem 60 °C-Betonversuch mit 3 %iger und 10 %iger NaCl-Lösung durchgeführt. Die Betone für die Performance-Prüfungen sind in Tabelle 5 zusammengestellt.

Da die damals verwendeten Zemente in drei Fällen nicht mehr verfügbar waren, wurde ein AKR-Prüfzement aufdotiert (Nr. 1 bzw. Nr. 2) bzw. ein vergleichbarer Zement (Nr. 3) verwendet (Tabelle 6). Außerdem wurde die Alkaliempfindlichkeit der Gesteinskörnung nach Alkali-Richtlinie in der 40 °C-Nebelkammerlagerung geprüft (vier Kiese und vier Splitte). Die Betonzusammensetzungen entsprachen der Alkali-Richtlinie (Tabelle 7).

3.3.2 AKR-Performance-Prüfung

Bei einer Konzentration von 3 % NaCl lagen die Dehnungen aller Betone unter dem Wert von 0,50 mm/m und könnten daher der Feuchtigkeitsklasse WA zugeordnet werden (Bilder 4a bis d). Drei Betone wären anhand der Prüfergebnisse ebenfalls für die Feuchtigkeitsklasse WS (< 0,30 mm/m) geeignet. Die im Vergleich zu anderen Flächen hohen Bohrkerndehnungen des Betons mit der Nr. 8 zeigten sich bei der (nachträglichen) Performanceprüfung nicht mehr (Bild 4d). Bei einer Konzentration von 10 %

Tabelle 7: Betonzusammensetzungen für die Prüfung in der 40 °C-Nebelkammer Table 7: Concrete compositions for testing in 40 °C fog chamber

Characteristic values of concrete compositions							
400 kg/r	100 kg/m³ CEM I 32,5 R ASR test cement						
1.30 ma	ss % (dop	ed from	1.13 mass	% with I	K ₂ SO ₄)		
w/c = 0.4	45: 180 kg	ı/m³					
1.0 vol.	1.0 vol. %						
30 vol. %	30 vol. % natural sand (VDZ standard sand)						
Aggregate in vol. %							
	1	:	2	-	3		В
0/16	mm	0/16 mm		0/22 mm		0/16 mm	
Gravel	Crushed stone	Gravel	Crushed stone	Gravel	Crushed stone	Gravel	Crushed stone
40	40	40	40	20	20	40	40
30	30	30	30	20	20	30	30
_	-	_	-	30	30	_	-
	Char 400 kg/r 1.30 ma w/c = 0.4 1.0 vol. 30 vol. 9 0/16 Gravel 40 30 -	Characteristic 400 kg/m³ CEM I 3 1.30 mass % (dop w/c = 0.45: 180 kg 1.0 vol. % 30 vol. % natural 0/16 mm Gravel Crushed stone 40 40 30 30 − −	Characteristic values of400 kg/m³ CEM I 32,5 R AS1.30 mass % (doped fromw/c = 0.45: 180 kg/m³1.0 vol. %30 vol. % natural sand (VD30 vol. % natural sand (VD $30 vol. %$ natural sand (VD0/160/16Gravel404030303030303030303030303030303030	Characteristic values of concrete400 kg/m³ CEM I 32,5 R ASR test cen1.30 mass % (doped from 1.13 massw/c = 0.45: 180 kg/m³1.0 vol. %30 vol. % natural sand (VDZ standard30 vol. % natural sand (VDZ standard 30 vol. % natural sand (VDZ standard 30 vol. % natural sand (VDZ standard 40 1 2 $0/16$ mm $0/16$ mm $0/16$ mm 10	Characteristic values of concrete composit400 kg/m³ CEM I 32,5 R ASR test cement1.30 mass % (doped from 1.13 mass % with Iw/c = 0.45: 180 kg/m³1.0 vol. %30 vol. % natural sand (VDZ standard sand) 30 vol. % natural sand (VDZ standard sand)0/16 mm0/16 mm0/16 mm0/16 mm0/16 mm0/17 mm0/17 mm0/18 mm0/18 mm0/19 mm0/19 mm0/10 mm0/	$\begin{tabular}{ c c } \hline Characteristic values of concrete compositions $$$$$$$$$$$$$$$$$$$$$$$$$$$$$$$$$$$$$	Characteristic values of concrete compositions 400 kg/m³ CEM I 32,5 R ASR test cement 1.30 mass % (doped from 1.13 mass % with K2SO4) w/c = 0.45: 180 kg/m³ 1.0 vol. % 30 vol. % natural sand (VDZ standard sand) VZ 3 0/16 mm 0/12 mm 0/16 from 0/12 mm 0/16 mm 0/20 20 400 40 40 20 20 400 30 30 30 30 20 20

It became apparent that the short measurement section of 10 cm was not suitable for obtaining reproducible measured values. Only the bottom-layer concrete is therefore shown in the illustrations for the concretes B8n_I and B8n_II (no. 5 and 6). With one exception, no significant increase in expansion was found after ten cycles for a concentration of 3 % NaCl (Fig. 2). The possible causes of the great expansion obtained with no. 8 must be investigated. As the expansion of the concretes is below a value of 0.50 mm/m, these can be assigned to moisture class WA. Based on the test results, the majority of the concretes would also be suitable for moisture class WS (≤ 0.30 mm/m).

A far greater increase in expansion, even beyond the value for ten cycles, can be seen for a concentration of

10 % NaCl (Fig. 3). Six of the nine types remained below the 0.50 mm/m assessment criterion after ten cycles for moisture class WS. Concrete 3 from the hard shoulder of a motorway, which was used in the same composition in several municipal areas in the region, exhibited very little expansion.

3.3 Work package 3: Production of laboratory concretes 3.3.1 General

Work package 3 involved obtaining the starting materials (cement, aggregates) of the concrete used to make the concrete pavements of samples no. 1, 2, 3 and 8 and then producing concretes from these in the laboratory. Based on the information from the original initial test, an ASR performance test was subsequently conducted by way of the 60 $^{\circ}$ C concrete test with a 3 % and 10 % NaCl solution. The concrete compositions for the performance tests are listed in Table 5.

As the cements originally used were no longer available in three cases, an ASR test cement was doped (no. 1 and no. 2) or use was made of a comparable cement (no. 3) (Table 6). The alkali reactivity of the aggregate was also tested in accordance with the Alkali Guidelines with 40 $^{\circ}$ C fog chamber storage (four gravels and four crushed stones). The concrete compositions corresponded to the Alkali Guidelines (Table 7).

3.3.2 ASR performance test

As, with a concentration of 3 % NaCl, the expansion of all the concrete mixes was below a value of 0.50 mm/m, these could be assigned to moisture class WA (Figs. 4a to d). Based on the test results, three of the concrete mixes would also be suitable for moisture class WS (≤ 0.30 mm/m). The high level of drill core expansion exhibited by concrete no. 8 as compared to other areas was no longer found in the (subsequent) performance test (Fig. 4d). A far greater increase in expansion, even beyond the value for ten cycles, can be seen for a concentration of 10 % NaCl. Two types (no. 2 and no. 3, Figs. 4b and 4c) remained below the 0.50 mm/m assessment criterion after ten cycles for moisture class WS.

3.3.3 40 °C fog chamber storage

Five of the eight aggregates investigated (Figs. 5a to h) met the requirements after 270 days: Cube crack width



Bild 4: Dehnung von Betonbalken im 60 °C-Betonversuch mit Alkali-Zufuhr von außen; a) Fläche 1; b) Fläche 2; c) Fläche 3; d) Fläche 8 Figure 4: Expansion of concrete beams in the 60 °C concrete test with external alkali supply; a) Area 1; b) Area 2; c) Area 3; d) Area 8

NaCl ist ein wesentlich stärkerer Anstieg der Dehnungen auch über den Wert von zehn Zyklen hinaus zu verzeichnen. Das Beurteilungskriterium für die Feuchtigkeitsklasse WS von 0,50 mm/m nach zehn Zyklen wurde von zwei Varianten (Nr. 2 und Nr. 3, Bilder 4b und 4c) unterschritten.

3.3.3 40 °C-Nebelkammerlagerung

Von den acht untersuchten Gesteinen (Bilder 5a bis h) bestanden fünf die Anforderungen nach 270 Tagen: Rissbreite Würfel < 0,20 mm und Dehnung Prismen ≤ 0,60 mm/m. Folgende drei Gesteine verfehlten die Anforderungen:

- Kies aus Fläche Nr. 1: Dehnung und Rissbreite überschritten (Bild 5 a),
- Splitt aus Fläche Nr. 3: Dehnung und Rissbreite überschritten (Bild 5 f),
- Splitt aus Fläche Nr. 8: Rissbreite am letzten Messtermin überschritten (Bild 5 h).

< 0.20 mm and prism expansion \leq 0.60 mm/m. The following three aggregates failed to meet the requirements:

- Gravel from area no. 1: Expansion and crack width exceeded (Fig. 5 a),
- Crushed stone from area no. 3: Expansion and crack width exceeded (Fig. 5 f),
- Crushed stone from area no. 8: Crack width exceeded on last measurement date (Fig. 5 h).

On the basis of these results, these three aggregates would be assigned to alkali reactivity class E III-S (alkali reactive). In accordance with the Alkali Guidelines they could then not be used for moisture class WA without taking other measures. A low-alkali cement has to be used in the case of cement contents up to and including 350 kg/m³. For cement contents > 350 kg/m³, the aggregate has to be replaced or the suitability of the concrete has to be verified in a performance test.



Bild 5: Dehnung von Betonbalken und Rissbreite von Betonwürfeln in der 40 °C-Nebelkammerlagerung; a) und b) Fläche 1; c) und d) Fläche 2; e) und f) Fläche 3; g) und h) Fläche 8 (jeweils links Kies und rechts Splitt) Figure 5: Expansion of concrete beams and crack width of concrete cubes in 40 °C fog chamber storage; a) and b) Area 1; c) and d) Area 2; e) and f) Area 3; g) and h) Area 8 (gravel on the left and crushed stone on the right in each case)

Diese drei Gesteinskörnungen wären anhand dieser Ergebnisse der Alkaliempfindlichkeitsklasse E III-S zuzuordnen. Sie dürften dann nach Alkali-Richtlinie nicht ohne Maßnahmen für die Feuchtigkeitsklasse WA verwendet werden. Bei Zementgehalten bis einschließlich 350 kg/m³ muss ein na-Zement verwendet werden. Bei Zementgehalten > 350 kg/m³ ist die Gesteinskörnung auszutauschen oder in einer Performance-Prüfung die Eignung des Betons nachzuweisen.

4 Zusammenfassung 4.1 Allgemeines

Schäden infolge einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion können vermieden werden, indem Betone mit einer für den jeweiligen Anwendungszweck (= Feuchtigkeitsklasse) ausreichend geringen Alkaliempfindlichkeit eingesetzt werden. Im IGF-Vorhaben IGF 18775 N wurden Kriterien erarbeitet, um die Alkaliempfindlichkeit von Betonen im Bereich des kommunalen Straßenbaus angemessen beurteilen zu können. Dabei wurden der 60 °C-Betonversuch mit unterschiedlichen Natriumchlorid-Konzentrationen und die 40 °C-Nebelkammerlagerung verwendet.

4.2 Bewertung der Betone mit den Prüfverfahren

Im 60 °C-Betonversuch zeigten alle Bohrkerne mit einer Ausnahme Dehnungen unterhalb des Bewertungskriteriums für die Feuchtigkeitsklasse WA (Bild 6 links, 3 % NaCl). In einem Fall (Fläche Nr. 8) traten Dehnungen über dem Bewertungskriterium auf. Die Fläche ist nach Angaben des Probenbereitstellers im Alter von zehn Jahren ungeschädigt. Der Beton würde aufgrund der Zuordnung der Gesteinskörnung anhand der Nebelkammerprüfung zur Klasse E III-S nicht der Alkali-Richtlinie in der Feuchtigkeitsklasse WA entsprechen. Bei der Fläche Nr. 3 aus dem Seitenstreifen einer Bundesautobahn ist der Splitt ebenfalls E III-S zuzuordnen und darf nach Alkali-Richtlinie bei einem Zementgehalt > 350 kg/m3 nicht in der Feuchtigkeitsklasse WA verwendet werden. Bei einem Zementgehalt bis 350 kg/m3 kann die Gesteinskörnung mit na-Zement verwendet werden. Der Beton der untersuchten Fläche 3 lag bei 350 kg/m3 und der verwendete Zement hatte na-Eigenschaft (Tabelle 4).

Acht von neun Bohrkernen zeigten Dehnungen unterhalb des Bewertungskriteriums für die Feuchtigkeitsklasse WA. Der eine Beton mit Dehnungen oberhalb des Bewertungskriteriums für die Feuchtigkeitsklasse WA wäre aufgrund der Nebelkammerergebnisse einer der verwendeten Gesteinskörnungen nicht WAgeeignet gewesen. Die vier Laborbetone zeigten durchgängig Dehnungen unterhalb des Bewertungskriteriums für die Feuchtigkeitsklasse WA. Fünf von neun Bohrkernen erfüllten ebenfalls die Bewertungskriterien für die Feuchtigkeitsklasse WS (Bild 6 links, 3 % NaCl). Diese galt ebenfalls für zwei Laborbetone.



Bild 6: Dehnung der Bohrkernhälften bzw. der Betonbalken nach zehn Zyklen der Wechsellagerung im 60 °C-Betonversuch mit Alkali-Zufuhr von außen durch eine 3 bzw. 10 %ige Natriumchloridlösung Figure 6: Expansion of drill core halves/concrete beams after ten cycles of alternating storage in the 60 °C concrete test with external alkali supply through a 3 and 10 % sodium chloride solution

4 Summary 4.1 General

Damage from alkali-silica reaction can be avoided by using concretes with alkali reactivity low enough for the application concerned (= moisture class). Criteria to permit appropriate assessment of the alkali reactivity of concretes in the municipal road construction sector were drawn up in the IGF project IGF 18775 N. This involved using the 60 °C concrete test with various sodium chloride concentrations and 40 °C fog chamber storage.

4.2 Assessment of concretes with the test methods

All but one of the drill cores revealed expansion below the assessment criterion for moisture class WA in the 60 °C concrete test (Fig. 6 on the left, 3 % NaCl). Expansion above the assessment criterion was found in one case (area no. 8). According to the sample provider, the area is ten years old and undamaged. On account of the assignment of the aggregate to class E III-S (alkali reactive) on the basis of fog chamber testing, the concrete would not correspond to the Alkali Guidelines in moisture class WA. In the case of area no. 3 from the hard shoulder of a motorway, the crushed stone is likewise assignable to E III-S, which means that, according to the Alkali Guidelines, it cannot be used in moisture class WA with a cement content > 350 kg/m³. With a cement content up to 350 kg/m³ the aggregate can be used with low-alkali cement. For the concrete of area 3 in the investigation, the content was 350 kg/m³ and the cement used had low-alkali properties (s. Table 4).

RStO 01	RStO 12	RStO 01		Moistu	re class
Design-related load B ¹⁾	Design-related load B ¹) Dimensioning-related load B ¹) Construction class Construction		Trunk roads as per ARS	Municipal sector (VDZ proposal)	
> 32		SV	Bk100		N/C
10) to 32	I Bk32			VV5
3 to 10	3.2 to 10	II	Bk10	WS	
0 8 to 2	1.8 to 3.2	- 111	Bk3.2		
0.8 to 3	1.0 to 1.8		Bk1.8		WA
0.3 to 0.8	0.3 to 1.0	IV	Bk1.0		Extension up to Bk10
0.1 to 0.3	- 0 2	v		WA	
to 0.1	< 0.3	VI	DKU.3		

Tabelle 8: Vorschlag für die Beurteilung der Feuchtigkeitsklasse von Flächen im kommunalen Bereich im Vergleich zu Bundesfernstraßen gemäß ARS Table 8: Proposal for the moisture class assessment of areas in the municipal sector as opposed to trunk roads in accordance with ARS

¹⁾ Equivalent 10 t standard axles in million

4.3 Vorschlag für die Bewertung von Betonflächen im kommunalen Bereich

In den untersuchten Fällen erscheint die Anwendung der Regeln der Alkali-Richtlinie für die Feuchtigkeitsklasse WA für Fahrbahndecken angemessen. Es wird vorgeschlagen, dass sich bei Betonfahrbahndecken im kommunalen Bereich bis einschließlich der Belastungsklasse Bk10 die AKR-vorbeugenden Maßnahmen zukünftig an der Feuchtigkeitsklasse WA orientieren (Tabelle 8). Die Betonzusammensetzungen und die Ausgangsstoffe müssen den Anforderungen der Alkali-Richtlinie entsprechen. Die Anforderungen an Zemente nach TL Beton-StB blieben unabhängig von der Feuchtigkeitsklasse bestehen, wenn die Ausschreibung Bezug auf die TL Beton-StB nimmt. Bei Einstufung in die Feuchtigkeitsklasse WA können in bestimmten Fällen für den Zement zusätzlich die Anforderungen der DIN 1164-10 (na-Zement) gelten. Performance-Prüfungen wären dann in den in der Alkali-Richtlinie definierten Fällen oder in Zweifelsfällen durchzuführen.

Förderhinweis

Das IGF-Vorhaben IGF 18775 N der Forschungsvereinigung VDZ gGmbH wurde über die AiF im Rahmen des Programms zur Förderung der industriellen Gemeinschaftsforschung und -entwicklung (IGF) vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages gefördert. Eight out of nine of the drill cores exhibited expansion below the assessment criterion for moisture class WA. The one concrete with expansion above the assessment criterion for moisture class WA would not have been suitable for WA on account of the fog chamber results for one of the aggregates used. All four of the laboratory concretes exhibited expansion below the assessment criterion for moisture class WA. Five out of nine drill cores also met the assessment criteria for moisture class WS (Fig. 6, on the left, 3 % NaCl). This likewise applied to two laboratory concretes.

4.3 Proposal for the assessment of concrete areas in the municipal sector

In the cases examined, application of the stipulations of the Alkali Guidelines for moisture class WA appears to be appropriate for road pavements. For concrete road pavements in the municipal sector up to and including load class Bk10, the recommendation is to base measures to prevent ASR on moisture class WA in the future (Table 8). The concrete compositions and the starting materials must conform to the requirements of the Alkali Guidelines. The requirements for cements in accordance with the Technical delivery terms for materials and material mixtures for base courses with hydraulic binders and concrete pavements (TL Beton-StB) would still apply irrespective of the moisture class if the invitation to tender makes reference to TL Beton-StB. In the event of classification in moisture class WA, the cement may additionally be subject to the requirements of DIN 1164-10 (low-alkali cement) in certain cases. Performance tests would then have to be conducted in the cases defined in the Alkali Guidelines or in case of doubt.

Note on sponsorship

The IGF project IGF 18775 N of the research association VDZ gGmbH was sponsored by the Federation of Industrial Cooperative Research Associations within the framework of the scheme to promote Industrial Collective Research and Development (IGF) of the German Federal Ministry for Economic Affairs and Energy based on a resolution passed by the German Bundestag.

Literatur / Literature

- [1] Siebel, E.; Böhm, M.; Borchers, I.; Müller, Ch.; Bokern, J.; Schäfer, E.: AKR-Prüfverfahren: Vergleichbarkeit und Praxis-Relevanz. beton 56 (2006) H. 12, S. 599–604; 57 (2007) H. 1–2, S. 63–71
- [2] Müller, Ch.; Borchers, I.; Eickschen, E.: AKR-Pr
 üfverfahren: Auf dem Weg zur Performance-Pr
 üfung. Beton- und Stahlbetonbau 102 (2007) H. 8, S. 528–538
- [3] Müller, Christoph; Borchers, Ingmar; Eickschen, Eberhard: Erfahrungen mit AKR-Prüfverfahren - Hinweise zur Ableitung praxisgerechter Bewertungskriterien für Performance und WS-Grundprüfungen. Beton 62 (2012) H. 10, S. 397–406
- [4] Müller, Christoph; Borchers, Ingmar: AKR-Performance-Prüfungen: Erweiterung der Datenbasis mit dem 60 °C-Betonversuch unter besonderer Berücksichtigung von Zementen mit mehreren Hauptbestandteilen: AiF-Forschungsvorhaben Nr. 16569 N, VDZ gGmbH, Düsseldorf 2014
- [5] Borchers, Ingmar; Müller, Ch.: Bewertung der Alkaliempfindlichkeit von Betonen für die Feuchtigkeitsklassen WF und WA. 18. Internationale Baustofftagung ibausil, Tagungsbericht Bd. 2, Weimar 2012, S. 327–336
- [6] Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 04/2013 Sachgebiet 06.1: Straßenbaustoffe; Anforderungen, Eigenschaften – 04.4: Straßenbefestigung, Bauweisen – Vermeidung von Schäden an Fahrbahndecken aus Beton in Folge von Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR)
- [7] Richtlinien f
 ür die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsfl
 ächen RStO 12, Forschungsgesellschaft f
 ür Stra
 ßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Infrastrukturmanagement, Ausgabe 2012, FGSV Verlag, K
 öln 2012
- [8] Richtlinien f
 ür die Anlage von Stadtstraßen, RASt 06, Forschungsgesellschaft f
 ür Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Straßenentwurf, Ausgabe 2006, FGSV Verlag, Köln 2006
- [9] Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton: Alkali-Richtlinie. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin 2013
 [10] Empfehlungen für die Schadensdiagnose und die bauliche Erhaltung von
- [10] Empfehlungen für die Schadensdiagnose und die bauliche Erhaltung von AKR-geschädigten Fahrbahndecken aus Beton. Fortschreibung April 2012
- [11] Auswirkungen der Alkalizufuhr durch Taumittel auf Bindemittel für Beton mit alkalireaktiven Gesteinskörnungen: Schlussbericht zu Vorhaben Nr. 15977 N. Verein Deutscher Zementwerke, Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Düsseldorf, Berlin 2011

Eberhard Eickschen, Christoph Müller, Düsseldorf

Erweiterte Erstprüfung für Luftporenbeton mit Fließmittel unter Berücksichtigung baupraktischer Bedingungen

Extended initial test for air-entrained concrete with superplasticizer under consideration of practical construction conditions

Übersicht

Für die kombinierte Verwendung von Luftporenbildner (LP) und Fließmittel (FM) gibt es bisher keine Empfehlung für eine erweiterte Erstprüfung. Durch praxisgerechte Prüfungen im Vorfeld unter Einbeziehung baupraktischer Bedingungen könnten Fehlentwicklungen frühzeitig erkannt werden. In einem Forschungsvorhaben wurde daher überprüft, ob die bei LP-Betonen ohne Fließmittel (steife Konsistenz) gefundenen Zusammenhänge zwischen Mischzeit, Wirkstoffbasis und Zugabemenge des LP-Bildners auf das Nachaktivierungspotenzial auch bei LP-Betonen mit Fließmittel erhalten bleiben. Dabei wurde u.a. auch der Einfluss der Zugabe-Reihenfolge von LP und FM untersucht. Die Untersuchungen lieferten grundlegende Erkenntnisse zu den Wirkungsmechanismen der Luftporenbildung bei der kombinierten Verwendung von LP-Bildnern und Fließmitteln bei der Herstellung im Labor und in der Praxis sowie während des Transports. Die Versuche zeigten, dass bisher gängige Vorgehensweisen bei LP-Beton ohne Fließmittel auch für LP-Betone mit Fließmittel einsetzbar und auf Praxisverhältnisse übertragbar sind.

1 Einleitung und Untersuchungsziel

Die Betonbauweise kommt zunehmend auch im innerstädtischen Bereich zur Anwendung, z.B. beim Bau von Kreisverkehren und Busspuren [1]. Der LP-Beton wird im Transportbetonwerk hergestellt, mit Fahrmischern zur Einbaustelle gebracht und dort meist händisch oder mit leichten Einbaugeräten eingebaut. Die für den Einbau erforderliche weichere Konsistenz wird über eine



Bild 1: Prüfung des Nachaktivierungspotenzials einer Betonzusammensetzung bei der Erstprüfung im Labor [3] Figure 1: Testing of potential for later activation of a concrete composition in initial test in the laboratory [3]

Abstract

So far there is no recommendation for an extended initial test with the combined use of air-entraining agent and superplasticizer. Practical testing in advance based on realistic construction conditions could provide an early indication of adverse developments. A research project therefore examined whether the correlations between mixing time, active agent and the amount of air-entraining agent added and the potential for later activation found for air-entrained concretes without superplasticizer (stiff consistency) apply to air-entrained concretes with superplasticizer as well. Amongst other things, this involved investigating the influence of the sequence in which the air-entraining agent and superplasticizer are added. The studies yielded fundamental findings relating to the operating mechanisms of air entrainment with the combined use of air-entraining agents and superplasticizers for the production in the laboratory and in practice, as well as during transport. The tests revealed that commonly employed procedures for air-entrained concrete without superplasticizer can also be used for air-entrained concretes with superplasticizer and that they can be applied to practical conditions.

1 Introduction and aim of the investigation

Concrete construction methods are being ever more widely used for urban applications, e.g. for roundabouts and bus lanes [1]. Air-entrained concrete is produced at ready-mixed concrete plants, transported to the spreading site in truck mixers and then generally placed manually or using light placing equipment. The softer consistency required for the placement is set by adding superplasticizer. A combination of air-entraining agents and plasticising concrete admixtures is however also used in other areas of concrete construction, such as in hydraulic engineering for example. Interaction between air-entraining agent and superplasticizer, as well as the fluctuations in water content and temperature encountered in practical construction work, increase the risk of a negative influence on air entrainment and the stability of the fresh concrete [2]. The reasons for this include the later activation of the air-entraining agent in the truck mixer during transportation and a non-uniform sequence of adding air-entraining agent and superplasticizer [3, 4].

The potential for later activation can be estimated as part of an extended initial test [3-5]. This involves performing an additional test (Fig. 1), in which the added amount of air-entraining agent established in the initial test is doubled and the air content of the mixtures with the two added amounts is determined after a short mixing time of 30 seconds and after an extended mixing time of around four to six minutes. In the event of a significant increase in air content with the double added amount and extended mixing time, there is a risk of a subsequent rise in the air content on execution of the building work. Systematic studies performed on

Fließmittelzugabe eingestellt. Aber auch in anderen Bereichen des Betonbaus erfolgt eine kombinierte Verwendung von LP-Bildnern und verflüssigenden Betonzusatzmitteln, beispielsweise im Wasserbau. Wechselwirkungen zwischen Luftporenbildner und Fließmittel sowie baupraktische Schwankungen von Wassergehalt und Temperatur erhöhen das Risiko, dass Luftporenbildung und Stabilität des Frischbetons beeinträchtigt werden [2]. Ursachen sind u.a. die nachträgliche Aktivierung des LP-Bildners im Fahrmischer während des Transports oder eine nicht einheitliche Zugabe-Reihenfolge von LP und FM [3, 4].

Das Nachaktivierungspotenzial kann im Rahmen einer erweiterten Erstprüfung abgeschätzt werden [3–5]. Dabei wird in einem Zusatzversuch (Bild 1) die in der Erstprüfung ermittelte LP-Bildner-Zugabemenge verdoppelt und der Luftgehalt der Mischungen mit beiden Zugabemengen nach einer kurzen Mischzeit von 30 Sekunden und nach einer verlängerten Mischzeit von rd. vier bis sechs Minuten bestimmt. Bei einem wesentlichen Anstieg des Luftgehalts bei doppelter Zugabemenge und verlängerter Mischzeit besteht bei der Bauausführung die Gefahr einer nachträglichen Erhöhung des Luftgehalts. Systematische Untersuchungen an steifen Straßenbetonen ohne Fließmitteleinsatz zeigten, dass das Nachaktivierungspotenzial von LP-Bildnern mit natürlicher Wirkstoffbasis als gering zu bewerten ist [3, 6]. Ursache hierfür ist, dass der größte Anteil des Wirkstoffs in der Porenlösung ausfällt.

Eine deutlichere nachträgliche Erhöhung des Luftgehalts ist bei synthetischen Tensiden zu erwarten. Für die kombinierte Verwendung von LP und FM gab es bisher keine Empfehlung für eine erweiterte Erstprüfung. In dem Forschungsvorhaben sollte in Labor- und Praxisversuchen nunmehr überprüft werden, ob die bei LP-Betonen ohne Fließmittel (steife Konsistenz) gefundenen Zusammenhänge zwischen Mischzeit, Wirkstoffbasis und Zugabemenge des LP-Bildners auf das Nachaktivierungspotenzial auch bei LP-Betonen mit Fließmittel erhalten bleiben. Dabei wurde insbesondere der Einfluss der Zugabe-Reihenfolge von LP-Bildner und Fließmittel untersucht.

Als Ergebnis der Versuche sollte eine Empfehlung für eine erweiterte Erstprüfung erarbeitet werden, um die Luftporenbildung und das Nachaktivierungspotenzial von LP-Beton beim Einsatz von Fließmittel abzuschätzen.

2 Umfang der Untersuchungen

Die Entwicklung der Prüfvorschrift für Laborversuche und die Feststellung der Übertragbarkeit der Vorgehensweise auf baupraktische Verhältnisse erfolgte in mehreren Schritten. Zunächst wurden die Erfahrungen der Hersteller von LP-Beton (Baufirmen und Transportbetonwerke) mit einem Fragebogen erfasst und typische stiff paving concretes without the use of superplasticizer revealed that air-entraining agents with a natural active agent exhibit little potential for later activation [3, 6]. This is due to the fact that the majority of the active agent precipitates in the pore solution.

A considerable later increase in air content is to be expected with synthetic tensides. Until now there has not been any recommendation for an extended initial test with the combined use of air-entraining agent and superplasticizer. The aim of the research project is to conduct laboratory and practical tests to examine whether the correlations between mixing time, active agent and the amount of air-entraining agent added and the potential for later activation found for air-entrained concretes without superplasticizer (stiff consistency) apply to air-entrained concretes with superplasticizer as well. In particular, the influence of the sequence of adding air-entraining agent and superplasticizer was studied. The intention was to take the results of the tests as a basis for drawing up a recommendation for an extended initial test to permit estimation of the air entrainment and potential for later activation of air-entrained concrete with the use of superplasticizers.

2 Scope of the studies

Development of the test specification for laboratory experiments and establishment of the transferability of the procedure to practical construction conditions took place in several stages. The first step involved conducting a survey among producers of air-entrained concrete (building companies and ready-mixed concrete plants) by way of a questionnaire and selecting typical air-entraining agent/ superplasticizer admixture combinations for the laboratory and practical tests. Air entrainment was then investigated in the fresh and hardened concrete in laboratory experiments. Practical tests were subsequently performed at the ready-mixed concrete plant. Comparison of the test results permitted conclusions to be drawn about the transferability of laboratory experiments to practical construction conditions. Finally, a recommendation was drawn up for an extended initial test with the combined use of air-entraining agent and superplasticizer with the aim of ensuring the required air entrainment in practice.

3 Testing procedure 3.1 Survey among producers of air-entrained concrete

Experience gained by the producers of air-entrained concrete was gathered in a questionnaire. The survey was conducted among seven building companies and twelve manufacturers of ready-mixed concrete. Particular emphasis was placed on the questions of how, and in which order, the admixtures (air-entraining agent/superplasticizer) and water are added. A distinction was made in this



Bild 2: Zugabe-Reihenfolge der Zusatzmittel LP/FM in der Erstprüfung (links) und in der Praxis (rechts) Figure 2: Addition sequence of AEA/SP admixtures in initial test (left) and in practice (right)

, 5	5 1 1			
AEA/SP are added simultaneously	AEA first, then SP	SP first, then AEA		
Addition of 1/3 water, mixing for 30 seconds	Addition of AEA to 2/3 water, mixing for 60 seconds	Addition of 2/3 water to concrete, then SP to concrete		
Addition of AEA and SP mixed with 1/3 water, then	Addition of SP to concrete, then	Mixing for 30 seconds, addition of AEA to concrete, then		
90 seconds wet mixing time with all methods				

Tabelle 1: Zugabe-Reihenfolgen der Zusatzmittel LP und FM für die Laborversuche Table 1: Addition sequences of air-entraining agent and superplasticizer admixtures for the laboratory experiments

Zusatzmittelkombinationen LP/FM für die Labor- und Praxisversuche ausgewählt. Anschließend wurde in Laborversuchen die Luftporenbildung im Frisch- und Festbeton untersucht. Danach wurden Praxisversuche im Transportbetonwerk durchgeführt. Der Vergleich der Versuchsergebnisse ermöglichte eine Aussage zur Übertragbarkeit von Laborversuchen auf baupraktische Verhältnisse. Als Ergebnis wurde eine Empfehlung für eine erweiterte Erstprüfung bei der kombinierten Verwendung von LP und FM erarbeitet, die eine zielgerechte Luftporenbildung in der Praxis sicherstellen sollen.

3 Versuchsdurchführung 3.1 Befragung der Hersteller von LP-Beton

Die Erfahrungen der Hersteller von LP-Beton wurden in einer Fragebogenaktion erfasst. Befragt wurden sieben bauausführende Firmen und zwölf Transportbetonhersteller. Es wurde insbesondere erfragt, wie und in welcher Reihenfolge die Zusatzmittel (LP/FM) und das Zugabewasser zugegeben werden. Dabei wurde unterschieden zwischen der Erstprüfung im Labor und der Verfahrensweise im Mischwerk. Die Fragebogen wurden im VDZ ausgewertet und typische Zugabe-Reihenfolgen ermittelt. Auf der Basis der bei der Forschungsstelle vorliegenden Erfahrungen, den Informationen der Zusatzmittelhersteller und der Befragung wurden Zusatzmittel (zwei LP-Bildner und zwei Fließmittel) und Zusatzmittelkombinationen ausgewählt. Es wurden zwei LP-Bildner (keine Konzentrate) mit natürlicher (mod. Wurzelharz) bzw. synthetischer Wirkstoffbasis (Alkylsulfat) mit geringem bzw. hohem Nachaktivierungspotenzial und zwei Fließmittel (Polycarboxylatether - PCE - aus dem Bereich Transportbeton und Kombina-

stellers in folgenden Kombinationen FM/LP in den Labor- und Praxisversuchen eingesetzt:

- PCE/synthetisches Tensid
- PCE/modifiziertes Wurzelharz
- Kombinationsprodukt/modifiziertes Wurzelharz
- Kombinationsprodukt/synthetisches Tensid.

Für alle Zusatzmittelkombinationen lag eine Wirksamkeitsprüfung des Herstellers vor.

tionsprodukt aus Naphthalinsulfonat/Melaminsulfonat) eines Her-

Die Befragung zur Zugabe-Reihenfolge LP-Bildner und Fließmittel zum Zeitpunkt der Erstprüfung im Labor zeigte folgendes Ergebnis: Bei der Erstprüfung wurde in 47 % der Fälle zuerst der LP-Bildner und danach das Fließmittel zugegeben (Bild 2). Auf die umgekehrte Variante entfielen 35 %. Die Variante "LP und FM gleichzeitig" nannten 18 % der Befragten. Bei der Herstellung in der Mischanlage entfielen 61 % der Antworten auf die gleichzeitige Zugabe von LP und FM. In 17 % der Fälle wurde zuerst der LP-Bildner und danach das Fließmittel und in 22 % zuerst das Fließmittel und danach der LP-Bildner zugegeben. Damit zeigte sich in der Praxis eine andere Zugabe-Reihenfolge als in der Erstprüfung. Es fand eine Verlagerung der Hauptantwortgruppe "erst LP, dann FM" (Erstprüfung) zur "gleichzeitigen Zugabe von LP und FM" bei der Praxisanwendung statt. Grund hierfür dürfte die damit verbundene kürzere Mischzeit sein, die einen höheren Durchsatz der Mischanlage erlaubt. Für die Laborversuche (Tabelle 1) und die

regard between the initial test in the laboratory and the procedure at the mixing plant. The questionnaires were evaluated at VDZ and typical addition sequences were determined. Admixtures (two air-entraining agents and two superplasticizers) and admixture combinations were selected on the basis of the knowledge available to the research centre, information provided by the admixture manufacturers and the results of the survey. Two air-entraining agents (not concentrates) with natural (mod. wood resin) and synthetic (alkyl sulphate) active agent with low and high potential for later activation, and two superplasticizers (polycarboxylate ether - PCE – as used in ready-mixed concrete and a combined product made of naphthalene sulfonate/melamine sulfonate) from one producer were used in the following superplasticizer/air-entraining agent combinations in the laboratory and practical tests:

- PCE/synthetic tenside
- PCE/modified wood resin
- Combined product/modified wood resin
- Combined product/synthetic tenside

Effectiveness studies were available from the producers for all admixture combinations.

The questionnaire relating to the sequence of adding the air-entraining agent and superplasticizer at the time of the initial test in the laboratory yielded the following results: In 47 % of cases, the air-entraining agent was added first in the initial test and then the superplasticizer (Fig. 2). The reverse applied in 35 % of cases. 18 % of those asked mentioned the alternative "Simultaneous addition of air-entraining agent and superplasticizer". In the case of production at the mixing plant, 61 % of the answers stated the simultaneous addition of air-entraining agent and superplasticizer. In 17 % of cases the air-entraining agent was added first, and then the superplasticizer, whereas in 22 % of cases the superplasticizer was added first and then the air-entraining agent. This showed that the sequence of addition is different in practice than in the initial test. The main group of answers shifted from "Air-entraining agent first, then superplasticizer" (initial test) to "Simultaneous addition of air-entraining agent and superplasticizer" in practice. This is probably due to the associated shorter mixing time, permitting a higher mixing plant throughput. Three sequences were selected for the laboratory experiments (Table 1) and the practical tests (s. Section 3.3.2).

3.2 Laboratory experiments

3.2.1 Mixture composition

The laboratory experiments were conducted with the road pavement cement CEM I 42,5 N used at the ready-mixed concrete plant with a cement content of 350 kg/m³ and a w/c ratio of 0.44. The tap water available at the research centre was used for the production of the concretes. The aggregate mixture consisted of Rhine gravel 0/16 mm with a grading curve in the middle of the grading curve range A/B 16 in accordance with DIN 1045-2. The aggregate content was 1780 kg/m³. To determine the influence of changes in actual construction practice on air entrainment, orientation experiments were performed in which the water content was varied by ± 5 l/m³ and the standard fresh concrete temperature of around 20 °C by ± 10 °C with constant admixture dosing. The Praxisversuche (s. Abschnitt 3.3.2) wurden drei Reihenfolgen ausgewählt.

3.2 Laborversuche

3.2.1 Mischungszusammensetzung

Die Laborversuche wurden mit dem im Transportbetonwerk verwendeten Fahrbahndeckenzement CEM I 42,5 N mit einem Zementgehalt von 350 kg/m³ und einem w/z-Wert von 0,44 durchgeführt. Für die Herstellung der Betone wurde das in der Forschungsstelle vorhandene Leitungswasser verwendet. Das Gesteinskörnungsgemisch bestand aus Rheinkiessand 0/16 mm mit einer Sieblinie in der Mitte des Sieblinienbereichs A/B 16 nach DIN 1045-2. Der Gehalt an Gesteinskörnungen betrug 1780 kg/m³. Um den Einfluss baupraktischer Veränderungen auf die Luftporenbildung zu erfassen, wurden in orientierenden Versuchen der Wassergehalt um $\pm 5 \text{ l/m}^3$ und die Standardfrischbetontemperatur von rd. 20 °C um ± 10 °C bei gleichbleibender Zusatzmitteldosierung variiert. Folgende Zusatzmittelkombinationen FM/LP wurden für die Laborversuche gewählt:

- PCE/synthetisches Tensid
- PCE/mod. Wurzelharz
- Kombinationsprodukt/mod. Wurzelharz

Zur Anknüpfung an den bisherigen Erfahrungshintergrund wurde mit der o.g. Betonzusammensetzung jeweils ein LP-Beton mit dem Wurzelharz und dem synthetischen Tensid <u>ohne</u> Fließmittel hergestellt.

3.2.2 Herstellung der Betone

Von jedem Beton wurden 1501 Frischbeton in einem 250-l-Zwangsmischer hergestellt. Es wurden oberflächentrockene Gesteinskörnungen verwendet. Bei der Herstellung der Betone wurde folgendes Mischregime eingehalten:

- grobe Gesteinskörnung in den Mischer
- feine Gesteinskörnung in den Mischer
- 30 Sekunden trocken mischen
- Vorfeuchten durch Zugabe von einem Drittel des Zugabewassers in den laufenden Mischer
- 30 Sekunden mischen
- 5 Minuten Saugzeit
- 30 Sekunden mischen
- Zement in den Mischer geben
- 30 Sekunden mischen

Danach begannen die aufgrund der Befragung festgelegten drei Zugabe-Reihenfolgen (s. Tabelle 1): gleichzeitige Zugabe LP und FM, erst LP, dann FM und erst FM, dann LP. Der Wassergehalt der Zusatzmittel wurde vom Zugabewasser abgezogen, wobei der Feststoffgehalt der Zusatzmittel vernachlässigt wurde.

Bei allen drei Varianten betrug die Nassmischzeit 90 Sekunden. Die Zugabemenge der Zusatzmittel wurde in Abhängigkeit der Zugabe-Reihenfolge und der Kombination LP/FM so eingestellt, dass die Frischbetone 45 Minuten nach Ende der Nassmischzeit einen Luftgehalt von $(5,5 \pm 0,5)$ Vol.-% und ein Ausbreitmaß von 40 cm bis 45 cm aufwiesen. Bei Einhaltung der gewünschten Frischbetonkennwerte wurden 45 Minuten nach Mischende vier Würfel (Kantenlänge 15 cm) für die Festbetonprüfungen hergestellt.

a) Frischbetonuntersuchungen

Sofort sowie 10 Minuten und 45 Minuten nach der Herstellung (Mischende) wurden Luftgehalt und Rohdichte mit dem 8-l-Drucktopf sowie die Konsistenz mit dem Ausbreitmaß bestimmt. Vor den Prüfzeitpunkten nach 10 Minuten bzw. 45 Minuten wurde der Frischbeton noch einmal 30 Sekunden gemischt. Der LP-Topf wurde auf dem Rütteltisch verdichtet.

b) Festbetonuntersuchungen

45 Minuten nach Mischende wurden für die Prüfungen am Festbeton Probekörper in Stahlformen hergestellt. Die Probekörper wurden auf dem Rütteltisch verdichtet. Von jedem Beton wurden drei Würfel (150 mm Kantenlänge) zur Bestimmung der 28-Tagefollowing superplasticizer/air-entraining agent admixture combinations were selected for the laboratory experiments:

- PCE/synthetic tenside
- PCE/mod. wood resin
- Combined product/mod. wood resin

Against the background of the knowledge already gained, one air-entrained concrete each was made with the above-mentioned composition using the wood resin and the synthetic tenside <u>with-out</u> superplasticizer.

3.2.2 Production of the concretes

150 l of fresh concrete of each type was produced in a 250 l compulsory mixer. Surface dry aggregates were used. The following mixing scheme was employed for the production of the concretes:

- Feeding of coarse aggregate into the mixer
- Feeding of fine aggregate into the mixer
- Dry mixing for 30 seconds
- Pre-moistening by adding one third of the water with the mixer in operation
- Mixing for 30 seconds
- 5 minutes suction time
- Mixing for 30 seconds
- Feeding of cement into the mixer
- Mixing for 30 seconds

The three addition sequences (s. Table 1) determined on the basis of the survey were then implemented: simultaneous addition of air-entraining agent and superplasticizer, air-entraining agent first, then superplasticizer, and superplasticizer first, then air-entraining agent. The water content of the admixtures was subtracted from the water added and the solid content of the admixtures was ignored. The wet mixing time for all three alternatives was 90 seconds. The amounts of admixture added were set on the basis of the addition sequence and the air-entraining agent/superplasticizer combination in such a way that, 45 minutes after completion of the wet mixing time, the fresh concretes exhibited an air content of (5.5 ± 0.5) vol. % and a flow table spread of 40 cm to 45 cm. Given compliance with the desired fresh concrete characteristic values, four cubes (edge length 15 cm) were produced for the hardened concrete tests 45 minutes after completion of the mixing process.

a) Fresh concrete tests

Immediately, as well as 10 minutes and 45 minutes after production (end of mixing), the air content and bulk density were determined with an 8 l pressure vessel, as well as the consistency by way of the flow table spread. The fresh concrete was mixed again for 30 seconds before being tested after 10 minutes and 45 minutes. The air void vessel was compacted on the vibrating table.

b) Hardened concrete tests

45 minutes after the end of mixing, test specimens were produced in steel moulds for the hardened concrete tests. The test specimens were compacted on the vibrating table. Three cubes (150 mm edge length) were made from each concrete to determine the 28-day compressive strength and one cube (150 mm edge length) to determine the air void characteristic values of the hardened concrete.

A total of nine concretes were produced with superplasticizer (three addition sequences, three air-entraining agent/superplasticizer combinations), as well as two concretes of stiff consistency without superplasticizer.

3.2.3 Storage and testing

a) Fresh concrete

The temperature, bulk density and air content of the fresh concrete were determined by means of pressure methods in an 81 air void vessel. Consistency was determined by way of the flow table spread. The tests were performed in accordance with the DIN EN 12350 series of standards. Druckfestigkeit und ein Würfel (150 mm Kantenlänge) zur Bestimmung der Luftporenkennwerte am Festbeton hergestellt.

Insgesamt wurden neun Betone mit Fließmittel FM (drei Zugabe-Reihenfolgen, drei Kombinationen LP/FM) und zwei Betone steifer Konsistenz ohne Fließmittel hergestellt.

3.2.3 Lagerung und Prüfung

a) Frischbeton

Am Frischbeton wurden die Temperatur und die Rohdichte sowie der Luftgehalt mittels Druckausgleichsverfahren im 8-1-Luftporentopf bestimmt. Die Konsistenzermittlung erfolgte mit dem Ausbreitmaß. Die Durchführung der Prüfungen entsprach den Normen der Reihe DIN EN 12350.

b) Festbeton

Nach der Herstellung wurden die Probekörper (24 ± 1) Stunden im Klimaraum bei einer Lufttemperatur von $(20 \pm 2,0)$ °C und einer rel. Luftfeuchtigkeit von (65 ± 5) Vol.-% in ihren Formen, abgedeckt mit feuchten Tüchern, gelagert. Anschließend wurden die Probekörper ausgeschalt. Die Probekörper wurden danach wie folgt gelagert und geprüft:

Druckfestigkeit

Drei Würfel (150 mm Kantenlänge) wurden nach dem Ausschalen nach DIN EN 12390-2:2001-06 bis zum Alter von sieben Tagen unter Wasser und danach bis zur Prüfung der Druckfestigkeit im Alter von 28 Tagen nach DIN EN 12390-3 im Klimaraum bei einer Lufttemperatur von $(20 \pm 2,0)$ °C und einer rel. Luftfeuchtigkeit von (65 ± 5) Vol.-% gelagert.

Luftporenkennwerte

Der für die Bestimmung der Luftporenkennwerte vorgesehene Würfel (150 mm Kantenlänge) wurde nach dem Ausschalen bis zum Alter von sieben Tagen unter Wasser und anschließend im Klimaraum bis zu dem Zeitpunkt gelagert, an dem aus dem Würfel zwei Scheiben für die Bestimmung der LP-Kennwerte gemäß DIN EN 480-11 entnommen wurden.

3.2.4 Luftporenbildung in Abhängigkeit von der Mischzeit

Die mischzeitabhängige Luftporenbildung im Frischbeton wurde mit beiden LP-Bildnern und der im Vorversuch bestimmten



Bild 3: Zugabemengen an Zusatzmittel (jeweils links LP-Bildner, rechts Fließmittel) in Abhängigkeit von der Zusatzmittel-Kombination (syn. Tensid/PCE, mod. Wurzelharz/PCE und mod. Wurzelharz/Kombinationsmittel) und der Zugabe-Reihenfolge LP/FM Figure 3: Added amounts of admixtures (always air-entraining agent on the left, superplasticizer on the right) as a function of admixture combination (syn. tenside/PCE, mod. wood resin/PCE and mod. wood resin/combined agent) and air-entraining agent/ superplasticizer addition sequence

b) Hardened concrete

After production, the test specimens were covered with damp cloths and stored in their moulds for (24 ± 1) hours in a climatic chamber at an air temperature of (20 ± 2.0) °C and a relative humidity of (65 ± 5) %. Afterwards, the test specimens were removed from the formwork. The test specimens were then stored and tested as follows:

Compressive strength

Following removal of the formwork, three cubes (150 mm edge length) were stored in water in accordance with DIN EN 12390-2:2001-06 up to an age of seven days and then stored in a climatic chamber at an air temperature of (20 ± 2.0) °C and a relative humidity of (65 ± 5) % until the time of 28-day compressive strength testing in accordance with DIN EN 12390-3.

Air void characteristic values

The cube (150 mm edge length) intended for determination of the air void characteristic values was stored, following removal of the formwork, in water up to an age of 7 days and then stored in a climatic chamber until the time at which two slices were taken from the cube for the determination of the air void characteristic values in accordance with DIN EN 480-11.

3.2.4 Air entrainment as a function of mixing time

The air entrainment in fresh concrete as a function of mixing time was established with the two air-entraining agents and employing both the "single" added amount determined in the preliminary trial and the double added amount of air-entraining agent. The amount of superplasticizer added was kept constant. The amounts of admixtures added were subtracted from the water added. Air-entraining agents and superplasticizers were added in accordance with the specified mixing scheme (s. Section 3.2.2). The wet mixing time commenced following the addition of all constituents. After mixing the concrete for 30 seconds, the mixer was briefly halted, concrete was removed for testing the air content with the pressure vessel and the air content was determined directly. Immediately after removal of the concrete from the mixer, the remaining concrete was further mixed and the air content was tested again after 60 seconds and 90 seconds, as well as after 2 minutes, 4 minutes, 7 minutes, 10 minutes and 15 minutes. The procedure employed to test the air content was as described in Section 3.2.3.

To establish the influence of practical construction conditions, air entrainment as a function of mixing time was also determined at fresh concrete temperatures of around 10 °C and 30 °C as well as with water contents of \pm 5 l/m³ (standard parameters: 20 °C and 154 l/m³).

3.3 Practical tests at ready-mixed concrete plant 3.3.1 General

The practical tests were conducted at the ready-mixed concrete plant of the Dyckerhoff GmbH in Neuss. The mixing plant was equipped with a 2 m³ mixer (pan mixer) and silos for the cement and 0/2 mm, 2/8 mm and 8/16 mm aggregates. To ensure the reproducibility of the test series, the same concrete compositions were chosen for laboratory and practical tests (cement and water content, grading curve, s. Section 3.2.1). The cement and admixtures were taken from comparable batches. The aggregates used in the laboratory and in Neuss originated from different deposits.

3.3.2 Production of the concretes

Based on a quantity of 1 m³ of fresh concrete, aggregates and cement were taken from the silos, weighed and fed into the mixer. The water was then added to the mixer. The quantity corresponded to the total water content (154 kg/m³, w/c = 0.44), reduced by the inherent moisture of the aggregate mixture and the water content of the admixtures. The inherent moisture of the aggregates was determined every morning before the start of the experimental programme. The quantities of admixtures were weighed on the basis of 1 m³ of fresh concrete and directly fed into the mixer or the drum of the ready-mixed concrete lorry depending on the type "einfachen" sowie einer demgegenüber verdoppelten LP-Bildner-Zugabemenge bestimmt. Die Zugabemenge an Fließmittel wurde konstant gehalten. Die Zugabemenge der Zusatzmittel wurde vom Zugabewasser abgezogen. LP-Bildner und Fließmittel wurde nentsprechend dem vorgegebenen Mischregime (s. Abschnitt 3.2.2) zugegeben. Nach Zugabe aller Bestandteile begann die Nassmischzeit. Der Beton wurde 30 Sekunden gemischt, anschließend wurde 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 verbleibende Beton weiter gemischt und die Prüfung des Luftgehalts nach 60 Sekunden und 90 Sekunden sowie 2 Minuten, 4 Minuten, 7 Minuten, 10 Minuten und 15 Minuten wiederholt. Die Prüfung des Luftgehalts entsprach der in Abschnitt 3.2.3 beschriebenen Vorgehensweise.

Um den Einfluss baupraktischer Bedingungen zu ermitteln, wurde die mischzeitabhängige Luftporenbildung auch mit Frischbetontemperaturen von rd. 10 °C bzw. 30 °C und mit Wassergehalten von \pm 5 l/m³ (Standardvarianten: 20 °C bzw. 154 l/m³) ermittelt.

of test concerned. The test procedure was tried out in preliminary trials and the added amounts of admixtures were specified. The aim was to obtain the following fresh concrete characteristic values 60 minutes after completion of charging:

- Flow table spread 40 cm to 45 cm
- Air content (5.5 ± 0.5) vol. %
 - (single added amount of air-entraining agent)

Concretes with a shorter mixing time and double added amount of air-entraining agent were incorporated to examine the potential for later activation. A total of twelve concretes with different parameters (mixing time, admixture combination, addition sequence) were produced.

a) Subsequent addition of superplasticizer into truck mixer

With four concretes, the subsequent addition of superplasticizer (combined agent) was simulated on the construction site (direct addition into truck mixer with drum revolving at high speed half an hour after completion of charging):

- Addition of air-entraining agent (syn. tenside or wood resin) into compulsory mixer
- Long mixing time 90 seconds/addition of single amount of air-entraining agent



Bild 4 a bis i: Ausbreitmaß und Luftgehalt in Abhängigkeit von der Zusatzmittelkombination, der Zugabe-Reihenfolge und der Zeit Figures 4 a to i: Flow table spread and air content as a function of admixture combination, addition sequence and time



Bild 5: 28-Tage-Druckfestigkeit in Abhängigkeit von der Zusatzmittelkombination und der Zugabe-Reihenfolge der Zusatzmittel Figure 5: 28-day compressive strength as a function of admixture combination and addition sequence of admixtures

3.3 Praxisversuche im Transportbetonwerk

3.3.1 Allgemeines

Die Praxisversuche fanden im Transportbetonwerk der Dyckerhoff GmbH in Neuss statt. Die Mischanlage war mit einem 2-m³-Mischer (Tellermischer) und Silos für den Zement und die Gesteinskörnungen 0/2 mm, 2/8 mm und 8/16 mm ausgestattet. Um die Vergleichbarkeit der Versuchsreihen sicherzustellen, wurden für Labor- und Praxisversuche gleiche Betonzusammensetzungen (Zement- und Wassergehalt, Sieblinie, s. Abschnitt 3.2.1) gewählt. Zement und Zusatzmittel entstammten aus vergleichbaren Lieferchargen. Die im Labor und in Neuss verwendeten Gesteinskörnungen wurden aus unterschiedlichen Vorkommen geliefert.

3.3.2 Herstellung der Betone

Bezogen auf eine Menge von 1 m³ Frischbeton wurden Gesteinskörnungen und Zement aus den Silos abgezogen und abgewogen in den Mischer gegeben. Danach wurde das Zugabewasser in den Mischer gegeben. Die Menge entsprach dem Gesamtwassergehalt (154 kg/m³, w/z = 0,44), vermindert um die Eigenfeuchte des Gesteinskörnungsgemisches und den Wassergehalt der Zusatzmittel. Die Eigenfeuchte der Gesteinskörnungen wurde täglich morgens vor Beginn des Versuchsprogramms ermittelt. Die Zusatzmittel wurden bezogen auf 1 m³ Frischbeton abgewogen und je nach Versuchsvariante direkt in den Mischer bzw. in die Trommel des Mischfahrzeugs gegeben. In Vorversuchen wurde der Versuchsablauf erprobt und die Zugabemengen der Zusatzmittel festgelegt. Folgende Frischbetonkennwerte wurden 60 Minuten nach Beladungsende angestrebt:

- Ausbreitmaß 40 cm bis 45 cm
- Luftgehalt (5,5 ± 0,5) Vol.-%
- (einfache Zugabemenge LP-Bildner)

Zur Überprüfung des Nachaktivierungspotenzials wurden Betone mit verkürzter Mischzeit und doppelter Zugabemenge an LP-Bildner einbezogen. Insgesamt wurden zwölf Betone mit unterschiedlichen Varianten (Mischzeit, Zusatzmittelkombination, Zugabe-Reihenfolge) hergestellt.

a) Nachträgliche Zugabe FM in den Fahrmischer

Bei vier Betonen wurde die nachträgliche Zugabe von FM (Kombinationsmittel) auf der Baustelle simuliert (Zugabe eine halbe Stunde nach Beladungsende direkt in den Fahrmischer bei schnell drehender Trommel):

- Zugabe LP (syn. Tensid bzw. Wurzelharz) in den Zwangsmischer
- lange Mischzeit 90 Sekunden/einfache Zugabe LP-Bildner
- kurze Mischzeit 45 Sekunden/doppelte Zugabe LP-Bildner



Bild 6: Mikroluftporengehalt in Abhängigkeit von der Zusatzmittelkombination und der Zugabe-Reihenfolge Figure 6: Micro air voids content as a function of admixture combination and addition sequence

- Short mixing time 45 seconds/addition of double amount of air-entraining agent
- Addition of superplasticizer (combined agent) into truck mixer with drum revolving at high speed after transportation simulation for 30 minutes

b) Addition of air-entraining agent and superplasticizer into compulsory mixer

Eight concretes were produced with direct addition of air-entraining agent (syn. tenside or wood resin) and superplasticizer (PCE) into the compulsory mixer:

- Simultaneous addition of air-entraining agent and superplasticizer to concrete: mixing time 90 seconds
- Simultaneous addition of air-entraining agent and superplasticizer to concrete: Mixing time 45 seconds/double amount of air-entraining agent
- First, addition of air-entraining agent and mixing time 30 seconds, then addition of superplasticizer to concrete and mixing time 60 seconds
- First, addition of air-entraining agent and mixing time 15 seconds, then addition of superplasticizer to concrete and mixing time 30 seconds/double amount of air-entraining agent



Bild 7: Abstandsfaktor in Abhängigkeit von der Zusatzmittelkombination und der Zugabe-Reihenfolge

Figure 7: Spacing factor as a function of admixture combination and addition sequence

 Zugabe FM (Kombinationsmittel) nach 30 Minuten Transportsimulation in den Fahrmischer bei schnell drehender Trommel

b) Zugabe von LP und FM in den Zwangsmischer

Acht Betone wurden hergestellt, bei denen LP-Bildner (syn. Tensid bzw. Wurzelharz) und Fließmittel (PCE) direkt in den Zwangsmischer zugegeben wurden:

- gleichzeitige Zugabe LP + FM in den Beton:
 90 Sekunden Mischzeit
- gleichzeitige Zugabe LP + FM in den Beton: 45 Sekunden Mischzeit/doppelte Menge LP
- erst Zugabe LP und 30 Sekunden Mischzeit, dann FM in den Beton und 60 Sekunden Mischzeit
- erst Zugabe LP und 15 Sekunden Mischzeit, dann FM in den Beton und 30 Sekunden Mischzeit/doppelte Menge LP

Nach Herstellung der ersten Charge wurden in einem Labor direkt an der Mischanlage Ausbreitmaß und Luftgehalt des Frischbetons bestimmt. Gegebenenfalls wurden die Zusatzmitteldosierungen angepasst. Anschließend wurden die nächsten zwei Chargen hergestellt. Von jedem der zwölf Betone wurden drei 1-m³-Chargen in das Mischfahrzeug gefüllt. Nach dem Befüllen der dritten Charge (Beladungsende) begann der Versuchszeitraum für die Transportsimulation. Hierzu fuhr der Fahrmischer zum stationären Betonlabor des Mischwerks. Während des Versuchszeitraums stand der Fahrmischer mit laufendem Motor auf dem Freigelände vor dem Labor. Die Drehzahl der Trommel wurde auf After production of the first batch, the flow table spread and air content of the fresh concrete were determined in a laboratory directly at the mixing plant. The admixture dosage was adjusted if necessary. The next two batches were then produced. Three 1 m³ batches of each of the twelve concretes were poured into the ready-mixed concrete lorry. The transportation simulation test time began after filling with the third batch (end of charging). For this purpose, the truck mixer was driven to the stationary concrete laboratory of the mixing plant. During the test period, the truck mixer was left standing with its engine running on the forecourt of the laboratory. The speed of the drum was set to around four revolutions per minute (simulation of "Driving with drum revolving at low speed"). The transportation process was simulated over a period of 60 minutes.

The air content and flow table spread of the fresh concrete were determined immediately upon completion of charging, as well as 10 minutes, 30 minutes, 45 minutes and 60 minutes after the end of charging. In addition to the fresh concrete tests, one test specimen each (15 cm cube) was produced 10 minutes, 30 minutes and 60 minutes after the end of charging for the determination of the air void characteristic values of the hardened concrete. A further cube was produced 45 minutes after the end of charging for the "addition of superplasticizer into truck mixer" test case. In addition, three test specimens (15 cm cube) were produced 60 minutes after the end of charging for testing the 28-day compressive strength. The test specimens for the hardened concrete tests and the air void



Bild 8 a und b: Mischzeitabhängige Luftporenbildung von LP-Beton ohne Fließmittel in Abhängigkeit von dem LP-Bildner: links einfache Zugabemenge LP-Bildner, rechts doppelte Zugabemenge LP-Bildner

Figures 8 a and b: Air entrainment as a function of mixing time of air-entrained concrete without superplasticizer in relation to air-entraining agent: single added amount of air-entraining agent on the left, double added amount of air-entraining agent on the right



Bild 8 c und d: Mischzeitabhängige Luftporenbildung in Abhängigkeit von der Zugabevariante bei der Kombination PCE/syn. LP-Bildner: links einfache und rechts doppelte Zugabemenge LP-Bildner

Figures 8 c and d: Air entrainment as a function of mixing time in relation to admixture addition for the combination PCE/syn. air-entraining agent: Single added amount of air-entraining agent on the left, double amount on the right

rd. vier Umdrehungen je Minute (Simulation "Fahren mit langsam drehender Trommel") eingestellt. Der Transportvorgang wurde über einen Zeitraum von 60 Minuten simuliert.

Unmittelbar nach Beladungsende sowie 10 Minuten, 30 Minuten, 45 Minuten und 60 Minuten nach Beladungsende wurden Luftgehalt und Ausbreitmaß des Frischbetons ermittelt. Zusätzlich zu den Frischbetonprüfungen wurde 10 Minuten, 30 Minuten und 60 Minuten nach Beladungsende jeweils ein Probekörper (Würfel 15 cm) für die Bestimmung der LP-Kennwerte am Festbeton her-gestellt. Bei der Variante "Zugabe Fließmittel in den Fahrmischer" wurde zusätzlich ein Würfel 45 Minuten nach Beladungsende hergestellt. Außerdem wurden 60 Minuten nach Beladungsende drei Probekörper (Würfel 15 cm) für die Prüfung der 28-Tage-Druckfestigkeit hergestellt. Die Probekörper für die Festbetonprüfungen sowie der LP-Topf für die Frischbetonuntersuchungen wurden auf dem Rütteltisch des Transportbetonwerks verdichtet. Nach dem Verdichten wurden die Probekörper für die Festbetonuntersuchungen mit Folie und einem feuchten Jutetuch abgedeckt und neben dem Labor des Transportbetonwerks gelagert. Jeweils am Morgen des nächsten Tages wurden die Probekörper in den VDZ nach Düsseldorf geliefert, wo sie im Alter von rd. 24 Stunden ausgeschalt und in die jeweiligen Lagerungen verbracht wurden. Die Lagerungen sowie die Frisch- und Festbetonprüfungen wurden entsprechend der Vorgehensweise der Laborversuche durchgeführt (s. Åbschnitt 3.2.3). Die Versuche wurden an zwei Tagen im Juni 2017 bei einer Lufttemperatur von rd. 20 °C durchgeführt.

vessel for the fresh concrete tests were compacted on the vibrating table of the ready-mixed concrete plant. Following compaction, the test specimens for the hardened concrete studies were covered with foil and a damp jute cloth and stored next to the laboratory of the ready-mixed concrete plant. On the morning of each of the following days the test specimens were delivered to VDZ in Düsseldorf, where they were removed from the formwork at an age of around 24 hours and put into the applicable storage. Storage and the fresh and hardened concrete tests were performed in accordance with the procedure employed for the laboratory experiments (s. Section 3.2.3). The tests were conducted on two days in June 2017 at an air temperature of approx. 20 °C.

4 Test results

4.1 Laboratory experiments

4.1.1 Fresh concrete properties

a) Added amounts of air-entraining agent and superplasticizer The amounts of air-entraining agent and superplasticizer required to obtain the necessary fresh concrete properties are shown in Fig. 3 as a function of the admixture combination and addition sequence. As compared to the stiff concretes without superplasticizer, far smaller quantities of air-entraining agent (particularly synthetic air-entraining agent) have to be added to the superplasticizer concretes (0.11 mass % to 0.14 mass % as opposed to 0.46 mass % with single and 0.22 mass % to 0.28 mass % as opposed to 0.92 with double added amount) to obtain the desired air content of



Bild 8 e und f: Mischzeitabhängige Luftporenbildung in Abhängigkeit von der Zugabevariante bei der Kombination PCE/mod. Wurzelharz: links einfache und rechts doppelte Zugabemenge LP-Bildner

Figures 8 e and f: Air entrainment as a function of mixing time in relation to admixture addition for the combination PCE/mod. wood resin: single added amount of air-entraining agent on the left, double amount on the right



Bild 8 g und h: Mischzeitabhängige Luftporenbildung in Abhängigkeit von der Zugabevariante bei der Kombination Kombimittel/mod. Wurzelharz: links einfache und rechts doppelte Zugabemenge LP-Bildner Figures 8 g and h: Air entrainment as a function of mixing time in relation to admixture addition for the combination combined agent/mod. wood resin: single added amount of air-entraining agent on the left, double amount on the right

4 Versuchsergebnisse

4.1 Laborversuche

4.1.1 Frischbetoneigenschaften a) Zugabemengen LP und FM

Die erforderlichen Mengen an LP-Bildner bzw. Fließmittel zur Erzielung der geforderten Frischbetoneigenschaften sind in Abhängigkeit der Zusatzmittel-Kombination und der Zugabe-Reihenfolge in Bild 3 dargestellt. Im Vergleich zu den steifen Betonen ohne FM sind bei den Fließmittelbetonen insbesondere beim synthetischen LP-Bildner wesentlich geringere Zugabemengen an LP-Bildner (0,11 M.-% bis 0,14 M.-% zu 0,46 M.-% bei einfacher und 0,22 M.-% bis 0,28 M.-% zu 0,92 bei doppelter Zugabemenge) zur Erzielung des gewünschten Luftgehalts von 5,5 Vol.-% erforderlich. Die Zusatzmittel-Zugabemengen wurden nur unwesentlich von der Zugabe-Reihenfolge LP/FM beeinflusst.

b) Konsistenz und Luftgehalt

Die Entwicklung von Luftgehalt und Ausbreitmaß in Abhängigkeit der Zugabe-Reihenfolge und der Zeit zeigen die Bilder 4 a bis i. Das Ausbreitmaß fiel bei allen neun Kombinationen von rd. 52 bis 55 cm (sofort) auf die gewünschten 40 cm bis 45 cm (45 Minuten nach Mischende) ab. Der Luftgehalt fiel i.d.R. vom Prüfzeitpunkt unmittelbar nach Mischende bis zum Zeitpunkt 45 Minuten nach Mischende ab. Bei einzelnen Varianten stieg der Luftgehalt von rd. 4 Vol.-% bis 5 Vol.-% (Prüfzeitpunkt unmittelbar nach Mischende) auf rd. 6 Vol.-% (45 Minuten nach Mischende) an. Dieser Anstieg ist vermutlich auf eine Nachaktivierung von LP-Bildner durch das Aufmischen des Frischbetons vor dem jeweiligen Prüfzeitpunkt (10 Minuten bzw. 45 Minuten) zurückzuführen.

4.1.2 Festbetoneigenschaften

Die 28-Tage-Druckfestigkeit (Bild 5) und die LP-Kennwerte Mikroluftporengehalt (Bild 6) und Abstandsfaktor (Bild 7) wurden durch die Zusatzmittelkombination und die Zugabe-Reihenfolge nur unwesentlich beeinflusst. Bei den beiden steifen Betonen ohne FM wurden wesentlich geringere Abstandsfaktoren und höhere Mikroluftporengehalte erzielt als bei den FM-Betonen. Die weichere Konsistenz der Betone mit Fließmittel (Ausbreitmaß direkt nach Mischende mehr als 50 cm) erleichtert den Aufbau eines Luftporensystems mit mehr größeren Luftporen. Die geringere spezifische Oberfläche des Luftporensystems erfordert einen geringeren Bedarf an LP-Bildner zur Stabilisierung des Luftporensystems. Bei den steifen Betonen ohne FM werden größere Poren während des Mischvorgangs vermehrt in kleinere aufgeteilt. Das feinere Luftporensystem erfordert eine größere Menge an LP-Bildner und eine längere Mischzeit. Die weichere Konsistenz erleichtert damit die Luftporenbildung und erlaubt kürzere Misch-



Bild 9: Einfluss der Frischbetontemperatur auf die mischzeitabhängige Luftporenbildung bei der Variante: gleichzeitige Zugabe von PCE und synthetischem LP-Bildner

Figure 9: Influence of fresh concrete temperature on air entrainment as a function of mixing time for the case of: simultaneous addition of PCE and synthetic air-entraining agent 5.5 vol. %. The amounts of admixture added were only influenced to an insignificant extent by the air-entraining agent/superplasticizer addition sequence.

b) Consistency and air content

Figs. 4 a to i show the development of air content and flow table spread as a function of addition sequence and time. With all nine combinations, the flow table spread decreased from around 52 to 55 cm (immediately) to the desired 40 cm to 45 cm (45 min. after the end of mixing). In general, the air content dropped in the time between testing immediately after the end of mixing and 45 minutes after the end of mixing. In certain cases, the air content increased from around 4 vol. % to 5 vol. % (testing time immediately after end of mixing) to around 6 vol. % (45 minutes after end of mixing). This increase can probably be attributed to the later activation of air-entraining agent as a result of mixing the fresh concrete before each of the testing times (10 minutes and 45 minutes).

4.1.2 Hardened concrete properties

The 28-day compressive strength (Fig. 5) and the air void characteristic values - micro air voids content (Fig. 6) and spacing factor (Fig. 7) - were only slightly influenced by the admixture combination and addition sequence. Far smaller spacing factors and higher micro air voids contents were obtained for the two stiff concretes without superplasticizer than for the superplasticizer concretes. The softer consistency of the concretes with superplasticizer (flow table spread directly after end of mixing more than 50 cm) facilitates the development of an air void system with larger air voids. The smaller specific surface of the air void system requires less air-entraining agent to stabilise the air void system. In the case of the stiff concretes without superplasticizer, more of the larger voids are split up into smaller ones during the mixing process. The finer air void system demands a larger amount of air-entraining agent and a longer mixing time. The softer consistency thus facilitates air entrainment and permits shorter mixing times, but gives rise to poorer air void characteristic values (Figs. 6 and 7).

4.1.3 Air entrainment as a function of mixing time

Figs. 8 a to h show air entrainment as a function of mixing time with single and double added amounts of air-entraining agent in relation to the addition sequence and admixture combination. For the purpose of comparison the curves for the air-entrained concretes without superplasticizer are shown (Figs. 8 a and 8 b). A typical feature of the concretes with a stiff consistency is the later activation of the highly soluble synthetic air-entraining agent with double added amount and long mixing time (Fig. 8 b). A comparable rise in air content was found for the superplasticizer concretes with modified wood resin and with synthetic tenside with double



Bild 10: Einfluss des Wassergehalts auf die mischzeitabhängige Luftporenbildung bei der Variante: gleichzeitige Zugabe von PCE und synthetischem LP-Bildner

Figure 10: Influence of water content on air entrainment as a function of mixing time for the case of: simultaneous addition of PCE and synthetic air-entraining agent
No.	Active agent of AEA	Added amount of AEA in mass % w.r.t. cement	Added amount of SP in mass % w.r.t. cement	Mixing time in concrete production	Addition sequence AEA/SP
1	Natural	Single: 0.290	1.40	Long: 90 s	After 30 minutes of transporta-
2	Natural	Double: 0.580	1.40	Short: 45 s	tion simulation, addition of
3	Synthetic	Single: 0.205	1.40	Long: 90 s	mixed concrete lorry with drum
4	Synthetic	Double: 0.410	1.40	Short: 45 s	revolving at high speed
5	Natural	Single: 0.220	0.47	AEA 30 s, then SP 60 s	
6	Natural	Double: 0.440	0.47	AEA 15 s, then SP 30 s	AEA first, then SP directly into
7	Synthetic	Single: 0.140	0.70	AEA 30 s, then SP 60 s	the mixer
8	Synthetic	Double: 0.280	0.70	AEA 15 s, then SP 30 s	
9	Natural	Single: 0.280	0.80	AEA/SP simultaneously 90 s	
10	Natural	Double: 0.560	0.80	AEA/SP simultaneously 45 s	Simultaneous addition of AEA
11	Synthetic	Single: 0.140	ingle: 0.140 0.70 AEA/SP simultan		and SP directly into the mixer
12	Synthetic	Double: 0.280	0.70	AEA/SP simultaneously 45 s	

Tabelle 2: Zugabemengen von LP und FM für die zwölf Praxisbetone Table 2: Added amounts of AEA and SP for the twelve practical concretes

zeiten, führt jedoch zu einer Verschlechterung der LP-Kennwerte (Bilder 6 und 7).

4.1.3 Luftporenbildung in Abhängigkeit von der Mischzeit

Die Bilder 8 a bis h zeigen die mischzeitabhängige Luftporenbildung mit einfacher und doppelter Zugabemenge der LP-Bildner in Abhängigkeit der Zugabe-Reihenfolge und der Zusatzmittelkombination. Zum Vergleich wurden die Kurvenverläufe der LP-Betone ohne Fließmittel dargestellt (Bilder 8 a und 8 b). Typisch ist bei den Betonen steifer Konsistenz die Nachaktivierung des gut löslichen synthetischen LP-Bildners bei doppelter Zugabemenge und langer Mischzeit (Bild 8 b). Bei den Fließmittel-Betonen ergab sich beim modifizierten Wurzelharz und beim synthetischen Tensid bei doppelter Zugabemenge ein vergleichbarer Anstieg des Luftgehalts. Bei den Fließmittel-Betonen mit synthetischem Tensid war der für steife LP-Betone ohne FM typische Anstieg bei doppelter Zugabemenge nicht mehr zu erkennen. Der Luftgehalt stieg auch nicht mehr stetig mit zunehmender Mischzeit an. Das Nachaktivierungspotenzial fällt bei FM-Betonen mit synthetischem LP-Bildner geringer aus als bei dem Beton steifer Konsistenz ohne FM. Ursache hierfür ist die wesentlich geringere Menge an LP-Bildner, die im Vergleich zu



Bild 11: Luftgehalt und Ausbreitmaß (Kasten) in Abhängigkeit von der Zeit nach Beladungsende und der Mischzeit sowie der Zugabemenge des LP-Bildners auf Wurzelharzbasis

Figure 11: Air content and flow table spread (box) as a function of time after end of charging and mixing time, as well as added amount of wood resin-based air-entraining agent

added amount. The increase with double added amount typical of stiff air-entrained concretes without superplasticizer could no longer be detected in the superplasticizer concretes with synthetic tenside. The air content also no longer continuously increased with increasing mixing time. In the case of superplasticizer concretes with synthetic air-entraining agent, there is less potential for later activation than with concrete of stiff consistency without superplasticizer. The reason for this is the far smaller quantity of air-entraining agent required to obtain the desired air content as compared to concretes of stiff consistency. The admixture combination and the addition sequence had no significant influence on the air entrainment of the superplasticizer concretes as a function of mixing time (Figs. 8 c to h).

4.1.4 Influence of fluctuations encountered in practice

The influence of the fluctuations encountered in practice was investigated for the case of PCE/synthetic tenside and simultaneous addition of air-entraining agent/superplasticizer at fresh concrete temperatures of 10 °C, 20 °C and 30 °C (Fig. 9) as well as with fluctuations in water content of \pm 51 (Fig. 10). The amounts of admixture added were not varied in the process. It became apparent that high fresh concrete temperatures and low water contents



Bild 12: Luftgehalt und Ausbreitmaß (Kasten) in Abhängigkeit von der Zeit nach Beladungsende und der Mischzeit sowie der Zugabemenge des synthetischen LP-Bildners

Figure 12: Air content and flow table spread (box) as a function of time after end of charging and mixing time, as well as added amount of synthetic air-entraining agent

Betonen steifer Konsistenz erforderlich ist, um den gewünschten Luftgehalt zu erzielen. Die Zusatzmittelkombination bzw. die Zugabe-Reihenfolge beeinflusste die mischzeitabhängige Luftporenbildung der FM-Betone nicht wesentlich (Bilder 8 c bis h).

4.1.4 Einfluss baupraktischer Schwankungen

Der Einfluss baupraktischer Schwankungen wurde bei der Variante PCE/synthetisches Tensid und gleichzeitige Zugabe LP/ FM bei Frischbetontemperaturen von 10 °C, 20 °C und 30 °C (Bild 9) sowie bei Wassergehaltsschwankungen von ± 51 untersucht (Bild 10). Dabei wurden die Zusatzmittel-Zugabemengen nicht verändert. Es zeigte sich, dass bei hohen Frischbetontemperaturen und geringen Wassergehalten die Luftporenbildung erschwert wird. Bei gleichbleibenden Zugabemengen an LP-Bildner verringerte sich der Luftgehalt. Bei Veränderungen dieser Randbedingungen im Verlauf einer Tagesproduktion (z.B. Betonieren eines längeren Autobahnbauloses) muss der Luftgehalt daher laufend geprüft (nicht nur morgens zu Betonierbeginn!) und die LP-Bildnermenge ggf. angepasst werden.

4.2 Praxisversuche im Transportbetonwerk

4.2.1 Frischbeton

In Tabelle 2 sind die Zugabemengen an LP bzw. FM der Praxisbetone für die Varianten 1 bis 12 zusammengestellt.



Bild 13: Luftgehalt und Ausbreitmaß (Kasten) in Abhängigkeit von der Zeit nach Beladungsende und der Zugabemenge des LP-Bildners auf Wurzelharzbasis: Zugabe-Reihenfolge erst LP, dann FM Figure 13: Air content and flow table spread (box) as a function of time after end of charging and added amount of wood resin-based air-entraining agent; addition sequence: AEA first, then SP



Bild 15: Luftgehalt und Ausbreitmaß (Kasten) in Abhängigkeit von der Zeit nach Beladungsende und der Zugabemenge des synthetischen LP-Bildners; Variante erst LP, dann FM Figure 15: Air content and flow table spread (box) as a function of time after end of charging and added amount of synthetic air-entraining agent; method: AEA first, then SP

impede air entrainment. The air content decreased with constant added amounts of air-entraining agent. If these boundary conditions are changed in the course of daily production (e.g. casting of concrete for a lengthy section of motorway), the air content therefore has to be constantly checked (not just in the morning before starting casting work!) and the quantity of air-entraining agent has to be adjusted, if necessary.

4.2 Practical tests at ready-mixed concrete plant

4.2.1 Fresh concrete

Table 2 provides a summary of the amounts of air-entraining agent and superplasticizer added to the practical concretes 1 to 12.

a) Addition of plasticizer into truck mixer (concretes 1 to 4) After addition of superplasticizer into the truck mixer following 30 minutes of transportation simulation, the air content increased with modified wood resin (Fig. 11) and decreased with synthetic tenside (Fig. 12). With a single added amount of air-entraining agent and a long mixing time, the desired air content of around 5.5 vol. % (60 minutes after the end of charging) was slightly undershot with both air-entraining agents, whereas the flow table spread of 44 cm and 46 cm was within or slightly above the desired range of 40 cm to 45 cm. A short mixing time and double the added amount produced an increase in flow table spread (53 cm to



Bild 14: Luftgehalt und Ausbreitmaß (Kasten) in Abhängigkeit von der Zeit nach Beladungsende und der Zugabemenge des LP-Bildners auf Wurzelharzbasis; Zugabe-Reihenfolge gleichzeitige Zugabe Figure 14: Air content and flow table spread (box) as a function of time after end of charging and added amount of wood resin-based air-entraining agent; addition sequence: simultaneous addition



Bild 16: Luftgehalt und Ausbreitmaß (Kasten) in Abhängigkeit von der Zeit nach Beladungsende und der Zugabemenge des synthetischen LP-Bildners; Variante gleichzeitige Zugabe Figure 16: Air content and flow table spread (box) as a function of time after end of charging and added amount of synthetic air-entraining agent; method: simultaneous addition

No.	Addition method	Added amounts of admixtures	Characteristic	Minutes after end of charging				28-day compres- sive strength
		and mixing times	value	10	30	45	60	in N/mm²
		Addition of mod wood rosin	A in vol. %	4.25	4.27	4.01	4.12	
1		Addition of mod. wood resin 0.29 mass % Mixing time 90 s	A ₃₀₀ in vol. %	2.46	2.09	2.06	2.21	59.0
		Wixing time 50's	Ē in mm	0.10	0.13	0.13	0.15	
		Addition of mod wood rosin	A in vol. %	5.11	5.09	7.63	8.86	
2		Addition of mod. wood resin 0.58 mass % Mixing time 45 s	A ₃₀₀ in vol. %	3.60	2.74	4.96	6.45	40.0
	Addition of combined		Ē in mm	0.08	0.11	0.09	0.08	
	1.40 mass % w.r.t. cement	Addition of our tonside	A in vol. %	5.83	7.68	4.84	4.21	
3		0.205 mass %	A ₃₀₀ in vol. %	4.20	5.21	2.41	2.03	57.5
		Mixing time 90 s	Ē in mm	0.10	0.09	0.13	0.14	
		Addition of our tonside	A in vol. %	10.6	8.84	8.65	7.53	
4		0.41 mass %	A ₃₀₀ in vol. %	6.73	6.52	3.84	3.77	44.4
		Mixing time 45 s	Ē in mm	0.06	0.06	0.10	0.12	
		AEA: 0.22 mass %/	A in vol. %	4.95	5.20		5.01	
5		PCE: 0.47 mass % Single dosage of AEA 30 s,	A ₃₀₀ in vol. %	2.83	2.77		2.82	62.0
	Mod. wood resin first,	then SP 60 s	Ē in mm	0.11	0.11		0.11	
	then PCE	AEA: 0.44 mass %/ PCE: 0.47 mass % Double dosage of AEA 15 s,	A in vol. %	5.06	5.50		4.29	
6			A ₃₀₀ in vol. %	2.71	2.72		2.42	61.2
		then SP 30 s	Ē in mm	0.12	0.17		0.12	
		AEA: 0.28 mass %/	A in vol. %	5.08	5.39		4.89	
7		PCE: 0.80 mass % Single dosage of AEA 30 s,	A ₃₀₀ in vol. %	2.21	1.96		2.24	65.5
	Simultaneous addition of	then SP 60 s	L in mm	0.13	0.18		0.16	
	PCE and mod. wood resin	AEA: 0.56 mass %/	A in vol. %	6.87	8.61		5.87	
8		PCE: 0.80 mass % Double dosage.	A ₃₀₀ in vol. %	2.47	2.83		3.08	60.9
		AEA/short Mixing time 45 s	Ē in mm	0.15	0.12		0.13	
		AEA: 0.14 mass %/	A in vol. %	8.01	7.79		6.31	
9		PCE: 0.70 mass % Single dosage of AEA 30 s,	A ₃₀₀ in vol. %	4.01	4.86		3.61	50.5
	Syn. tenside first,	then SP 60 s	Ē in mm	0.11	0.09		0.11	
	then PCE	AEA: 0.28 mass %/	A in vol. %	9.07	12.1		12.3	
10		PCE: 0.70 mass %/ Double dosage of AEA 15 s,	A ₃₀₀ in vol. %	5.11	6.76		7.12	33.7
		then SP 30 s	Ē in mm	0.10	0.07		0.07	
		AEA: 0.14 mass %/	A in vol. %	7.46	8.41		8.18	
11		PCE: 0.70 mass % Single dosage.	A ₃₀₀ in vol. %	4.26	4.77		4.92	42.3
	Simultaneous addition of	AEA/long Mixing time 90 s	Ē in mm	0.09	0.10		0.09	
	PCE and syn. tenside	AEA: 0.28 mass %/	A in vol. %	9.99	9.82		9.90	
12		PCE: 0.70 mass % Double dosage.	A ₃₀₀ in vol. %	6.08	5.74		5.83	36.9
		AEA/short Mixing time 45 s	L in mm	0.07	0.08		0.08	

 Tabelle 3: Hinweise zur Zusatzmittelzugabe sowie Ergebnisse der Festbetonprüfungen: LP-Kennwerte und 28-Tage-Druckfestigkeit

 Table 3: Notes on admixture addition as well as results of hardened concrete tests: Air void characteristic values and 28-day compressive strength



Bild 17: Abstandsfaktor in Abhängigkeit von der Zeit nach Beladungsende und der Mischzeit sowie der Zugabemenge des LP-Bildners auf Wurzelharzbasis (Zugabe FM in den Fahrmischer) Figure 17: Spacing factor as a function of time after end of charging and mixing time, as well as added amount of wood resin-based air-entraining agent (addition of SP into truck mixer)



Bild 19: Abstandsfaktor in Abhängigkeit von der Zeit nach Beladungsende und der Mischzeit sowie der Zugabemenge des mod. Wurzelharzes; Zugabe-Reihenfolge "erst LP, dann FM" Figure 19: Spacing factor as a function of time after end of charging and mixing time, as well as added amount of mod. wood resin; addition sequence "AEA first, then SP"



Bild 21: Abstandsfaktor in Abhängigkeit von der Zeit nach Beladungsende und der Mischzeit sowie der Zugabemenge des synthetischen Tensids; Zugabe-Reihenfolge "erst LP, dann FM" Figure 21: Spacing factor as a function of time after end of charging and mixing time, as well as added amount of synthetic tenside; addition sequence "AEA first, then SP"



Bild 18: Abstandsfaktor in Abhängigkeit von der Zeit nach Beladungsende und der Mischzeit sowie der Zugabemenge des synthetischen LP-Bildners (Zugabe FM in den Fahrmischer) Figure 18: Spacing factor as a function of time after end of charging and mixing time, as well as added amount of synthetic air-entraining agent (addition of SP into truck mixer)



Bild 20: Abstandsfaktor in Abhängigkeit von der Zeit nach Beladungsende und der Mischzeit sowie der Zugabemenge des mod. Wurzelharzes; Zugabe-Reihenfolge "LP und FM gleichzeitig" Figure 20: Spacing factor as a function of time after end of charging and mixing time, as well as added amount of mod. wood resin; addition sequence "AEA and SP simultaneously"



Bild 22: Abstandsfaktor in Abhängigkeit von der Zeit nach Beladungsende und der Mischzeit sowie der Zugabemenge des synthetischen Tensids; Zugabe-Reihenfolge "LP und FM gleichzeitig" Figure 22: Spacing factor as a function of time after end of charging and mixing time, as well as added amount of synthetic tenside; addition sequence "AEA and SP simultaneously" a) Zugabe des Fließmittels in den Fahrmischer (Betone 1 bis 4) Nach der Fließmittelzugabe in den Fahrmischer nach 30 Minuten Transportsimulation zeigte sich beim modifizierten Wurzelharz ein Anstieg des Luftgehalts (Bild 11) und beim synthetischen Tensid ein Abfallen des Luftgehalts (Bild 12). Bei einfacher Zugabemenge und langer Mischzeit des LP-Bildners wird der angestrebte Luftgehalt von rd. 5,5 Vol.-% (60 Minuten nach Beladungsende) bei beiden LP-Bildnern geringfügig unterschritten, das Ausbreitmaß liegt mit 44 cm im bzw. mit 46 cm etwas über dem angestrebten Bereich von 40 cm bis 45 cm. Bei kurzer Mischzeit und doppelter Zugabemenge erhöhen sich Ausbreitmaß (53 cm bis 55 cm) und Luftgehalt (rd. 7 Vol.-%). Bei langer Mischzeit und einfacher Zugabemenge verläuft der Luftgehalt insgesamt gleichmäßiger als bei kurzer Mischzeit und doppelter Zugabemenge.

b) Zugabe der Zusatzmittel direkt in den Mischer (Betone 5 bis 12)

Bei der Zugabe von LP und FM direkt in den Mischer wurden die typischen Zugabe-Reihenfolgen der Erstprüfung: erst LP, dann FM (Betone 5 bis 8 nach Tabelle 2) und der Praxisanwendung: gleichzeitige Zugabe von LP und FM (Betone 9 bis 12 nach Tabelle 2) überprüft. Untersucht wurden die Mischzeitvarianten "kurze Mischzeit und doppelte Zugabemenge" und "lange Mischzeit und einfache Zugabemenge".

Beim modifizierten Wurzelharz fiel infolge einer etwas zu geringen Zusatzmittelzugabe der Luftgehalt insgesamt etwas zu gering und die Konsistenz etwas zu steif aus (Bilder 13 und 14). Bei der Variante mit synthetischem LP-Bildner fielen sowohl der Luftgehalt mit rd. 7 Vol.-% als auch das Ausbreitmaß mit 46 cm etwas zu hoch aus (Bilder 15 und 16). Die Zugabe-Reihenfolge hatte keinen Einfluss auf die LP-Bildung. Bei doppelter Dosierung des LP-Bildners war beim synthetischen Tensid nur ein geringer Anstieg des Luftgehalts insgesamt zu verzeichnen. Mit zunehmender Transportdauer (Nachaktivierung) war ebenfalls kein nennenswerter Anstieg festzustellen. Die Ergebnisse der Laboruntersuchungen werden damit durch die Praxisversuche bestätigt.

4.2.2 Festbeton

In Tabelle 3 sind die Ergebnisse der Festbetonprüfungen zusammengestellt.

a) Druckfestigkeit

Die Probekörper für die Prüfung der 28-Tage-Druckfestigkeit wurden 60 Minuten nach Beladungsende hergestellt. Wenn der Luftgehalt im Bereich der geplanten 5,5 Vol.-% lag, betrug die Druckfestigkeit zwischen 50 N/mm² und 60 N/mm² (s. Tabelle 3, rechte Spalte) und lag damit im Bereich der Laborversuche (50 N/mm² bis 55 N/mm², s. Bild 5).

b) LP-Kennwerte

Die LP-Kennwerte erfüllten bei allen zwölf hergestellten Betonen die Anforderungen an die in einer Erstprüfung zu erzielenden Eigenschaften: ≥ 1,8 Vol.-% beim Mikroluftporengehalt und ≤ 0,20 mm beim Abstandsfaktor (s. Tabelle 3). In den Bildern 17 bis 21 wurden die Abstandsfaktoren dargestellt (Bilder 17 und 18: Nachträgliche FM-Zugabe in den Fahrmischer; Bilder 19 bis 22: Zusatzmittelzugabe direkt in den Mischer). Ein Einfluss der Zugabe-Reihenfolge der Zusatzmittel auf die LP-Kennwerte konnte nicht festgestellt werden. Bei doppelter LP-Bildner-Zugabemenge waren erwartungsgemäß entsprechend den höheren Frischbetonluftgehalten (s. Bild 11 bis 16) ebenfalls bessere LP-Kennwerte (geringere Abstandsfaktoren und höhere Mikroluftporengehalte) zu verzeichnen.

5 Zusammenfassung und Empfehlungen

5.1 Zusammenfassung

Die Betonbauweise wird zunehmend auch für Verkehrsflächen im innerstädtischen Bereich, z.B. für Kreisverkehre und Busspuren, eingesetzt. Der LP-Beton wird im Transportbetonwerk hergestellt, mit Fahrmischern zur Einbaustelle gebracht und dort meist hän55 cm) and air content (around 7 vol. %). With a long mixing time and single added amount, the air content is altogether more uniform than with a short mixing time and double the added amount.

b) Addition of admixture directly into mixer (concretes 5 to 12) Direct addition of AEA and SP into the mixer was used to check the typical addition sequences from the initial test: AEA first, then SP (concretes 5 to 8 in accordance with Table 2) and from practical usage: simultaneous addition of AEA and SP (concretes 9 to 12 in accordance with Table 2). The mixing time variations "short mixing time and the double amount added" and "long mixing time and single amount added" were studied.

In the case of modified wood resin, addition of a slightly inadequate amount of admixture led to the overall air content being slightly too low and the consistency being somewhat too stiff (Figs. 13 and 14). With use of synthetic air-entraining agent, both the air content of around 7 vol. % and the flow table spread of 46 cm were slightly too high (Figs. 15 and 16). The addition sequence had no influence on air entrainment. Doubling the dosage of air-entraining agent only led to a slight overall increase in air content with synthetic tenside. Also, no relevant increase was observed with increasing transportation time (later activation). The practical tests thus confirmed the results of the laboratory scale tests.

4.2.2 Hardened concrete

The results of the hardened concrete tests are shown in Table 3.

a) Compressive strength

The test specimens for testing the 28-day compressive strength were produced 60 minutes after the end of charging. When the air content was in the planned 5.5 vol. % range, the compressive strength was between 50 N/mm² and 60 N/mm² (s. Table 3, right column) and thus around the same range as in the laboratory experiments (50 N/mm² to 55 N/mm², s. Fig. 5).

b) Air void characteristic values

The air void characteristic values of all twelve concretes produced met the requirements for the properties set down in the initial test: Micro air voids content ≥ 1.8 vol. % and spacing factor ≤ 0.20 mm (s. Table 3). The spacing factors are shown in Figs. 17 to 21 (Figs. 17 and 18: subsequent addition of SP into truck mixer; Figs. 19 to 22: direct addition of admixture into mixer). The admixture addition sequence was not found to have any influence on the air void characteristic values. As was to be expected, adding the double amount of air-entraining agent also led to better air void characteristic values (smaller spacing factors and higher micro air voids contents) on account of the associated higher fresh concrete air contents (s. Figs. 11 to 16).

5 Summary and recommendations

5.1 Summary

Concrete construction methods are being ever more widely used for traffic areas in urban areas, e.g. for roundabouts and bus lanes. Air-entrained concrete is produced at ready-mixed concrete plants, transported to the spreading site in truck mixers and then generally placed manually or using light placing equipment. The softer consistency required for placement is set by adding superplasticizer (SP).

Another scope of application for air-entrained concrete with SP is waterways engineering. Here, there have been reports of major problems with the segregation of concretes. Interaction between AEA and SP, as well as the fluctuations in water content and temperature encountered in practice, increase the risk of a negative influence on air entrainment and the stability of the fresh concrete. Possible reasons for this are the later activation of the air-entraining agent in the truck mixer and a non-uniform sequence of AEA and SP. Testing in advance based on realistic construction conditions could provide an early indication of adverse developments. So far there has not been any recommendation for an extended initial test with the combined use of AEA and SP. disch oder mit leichten Einbaugeräten eingebaut. Die für den Einbau erforderliche weichere Konsistenz wird durch die Fließmittelzugabe (FM) eingestellt.

Ein weiteres Anwendungsfeld von LP-Beton mit FM ist der Wasserbau. Hier wurde von großen Problemen mit entmischten Betonen berichtet. Wechselwirkungen zwischen LP und FM und baupraktische Schwankungen von Wassergehalt und Temperatur erhöhen das Risiko, dass Luftporenbildung und Stabilität des Frischbetons beeinträchtigt werden. Ursachen sind möglicherweise u.a. die nachträgliche Aktivierung des LP-Bildners im Fahrmischer oder eine nicht einheitliche Zugabe-Reihenfolge von LP und FM. Durch Prüfungen im Vorfeld unter Einbeziehung baupraktischer Bedingungen könnten Fehlentwicklungen frühzeitig erkannt werden. Für die kombinierte Verwendung von LP und FM gab es bisher keine Empfehlung für eine erweiterte Erstprüfung.

Die Entwicklung einer Prüfvorschrift für erweiterte Erstprüfungen im Labor und die Feststellung der Ubertragbarkeit der Ergebnisse auf baupraktische Verhältnisse erfolgte in mehreren Schritten. Zunächst wurden die Erfahrungen der Hersteller von LP-Beton (Baufirmen und Transportbetonwerke) mit einem Fragebogen erfasst und typische Zusatzmittelkombinationen und Zugabe-Reihenfolgen von LP und FM für die Labor- und Praxisversuche ausgewählt. Anschließend wurde in Laborversuchen die Luftporenbildung im Frisch- und Festbeton untersucht. Schließlich wurden Praxisversuche im Transportbetonwerk durchgeführt. Der Vergleich der Versuchsergebnisse ermöglichte eine Aussage zur Übertragbarkeit von Laborversuchen auf baupraktische Verhältnisse. Als Ergebnis wurde eine Empfehlung für eine erweiterte Erstprüfung bei der kombinierten Verwendung von LP und FM erarbeitet, die eine zielgerechte Luftporenbildung in der Praxis sicherstellen soll.

Die Befragung zur Zugabe-Reihenfolge von LP-Bildner und Fließmittel ergab, dass zum Zeitpunkt der Erstprüfung im Labor in 47 % der Fälle zuerst der LP-Bildner und danach das Fließmittel zugegeben wurde. Bei der Herstellung in der Praxis in der Mischanlage entfielen 61 % der Antworten auf die gleichzeitige Zugabe von LP und FM. Grund hierfür dürfte die damit verbundene kürzere Mischzeit sein, die einen höheren Durchsatz der Mischanlage erlaubt. Es wurden zwei LP-Bildner mit natürlicher (mod. Wurzelharz) bzw. synthetischer Wirkstoffbasis (Alkylsulfat) mit geringem bzw. hohem Nachaktivierungspotenzial und zwei Fließmittel (PCE aus dem Bereich Transportbeton und Kombinationsprodukt aus Naphthalinsulfonat/Melaminsulfonat) eines Herstellers ausgewählt und in verschiedenen Kombinationen FM/LP eingesetzt.

In den Laborversuchen wurden der Einfluss der Art und der Zugabe-Reihenfolge der Zusatzmittel sowie der Mischzeit auf die Luftporenbildung mit einer Standardmischung untersucht. Die Frischbetone wurden nach einem festgelegten Mischregime so hergestellt, dass sie 45 Minuten nach Ende der Mischzeit einen Luftgehalt von (5,5 ± 0,5) Vol.-% und ein Ausbreitmaß von 40 cm bis 45 cm aufwiesen. Dabei zeigte sich, dass bei den Betonen mit Fließmittel wesentlich geringere Mengen an LP-Bildner erforderlich waren als bei den steifen Betonen ohne FM. Anschließend wurde die mischzeitabhängige Luftporenbildung mit einfacher und doppelter Zugabemenge in Abhängigkeit von der Zusatzmittelkombination und der Zugabe-Reihenfolge ermittelt. In die Auswertung wurden ebenfalls die Betone ohne Fließmittel einbezogen. Es zeigte sich, dass die Zugabe-Reihenfolge die mischzeitabhängige Luftporenbildung und die LP-Kennwerte nicht beeinflusste. Das bei steifen Betonen ohne FM typische Nachaktivierungspotenzial bei synthetischen LP-Bildnern war kaum mehr ausgeprägt. Ursache dafür ist vermutlich die wesentlich geringere Zugabemenge an LP-Bildner bei weichen LP-Betonen. Die Versuche im Transportbetonwerk zeigten, dass die Ergebnisse der Laborversuche auf Praxisverhältnisse übertragbar sind.

Development of a test specification for extended initial tests in the laboratory and establishment of the transferability of the results to practical construction conditions took place in several stages. The first step involved conducting a survey with a questionnaire among producers of air-entrained concrete (building companies and ready-mixed concrete plants) and selecting typical AEA/SP admixture combinations and addition sequences for the laboratory and practical tests. Air entrainment was then investigated in the fresh and hardened concrete in laboratory experiments. Finally, practical tests were performed at the ready-mixed concrete plant. Comparison of the test results permitted conclusions to be drawn about the transferability of laboratory experiments to practical construction conditions. A concluding recommendation was drawn up for an extended initial test with the combined use of AEA and SP with the aim of ensuring the required air entrainment in practice.

The survey on the air-entraining agent and superplasticizer addition sequence revealed that, on performance of the initial test in the laboratory, the air-entraining agent was added first and then the superplasticizer in 47 % of cases. In the case of practical production at the mixing plant, 61 % of the answers mentioned the simultaneous addition of AEA and SP. This is probably due to the associated shorter mixing time, permitting a higher mixing plant throughput. Two air-entraining agents with natural (modified wood resin) and synthetic (alkyl sulphate) active agent with low and high potential for later activation, and two superplasticizers (PCE as used in ready-mixed concrete and a combined product made of naphthalene sulfonate/melamine sulfonate) from one producer were selected and used in different combinations of SP/AEA:

The influence of the type and addition sequence of the admixtures and of the mixing time on air entrainment was investigated with a standard mixture in laboratory experiments. The fresh concretes were produced in accordance with a specified mixing scheme in such a way that they exhibited an air content of (5.5 ± 0.5) vol. % and a flow table spread of 40 cm to 45 cm 45 minutes after the end of the mixing time. It became apparent that considerably smaller quantities of air-entraining agent were required for the concretes with superplasticizer than for the stiff concretes without SP. Based on the mixing time, air entrainment with single and double added amount was then determined in relation to the admixture combination and the addition sequence. The concretes without superplasticizer were also included in the evaluation. It became apparent that the addition sequence did not affect air entrainment as a function of mixing time or the air void characteristic values. There was virtually no evidence of the potential for later activation typical of stiff concretes without SP with synthetic air-entraining agents. This is probably due to the fact that far less air-entraining agent is added with soft air-entrained concretes. The tests performed at the readymixed concrete plant revealed that the results of the laboratory experiments can be transferred to practical conditions.

5.2 Recommendations for practical use

The potential for later activation to be expected in practice can be estimated in the course of the initial test in the laboratory. The later activation can be checked by extending the mixing time with higher added amounts of air-entraining agent. The current standard procedure for air-entrained concretes without superplasticizer can also be employed for air-entrained concretes with superplasticizer. A sufficiently long mixing time when producing the concrete is a particularly important factor. Changes to the fresh concrete temperature and water content can have an influence on air entrainment. In practical construction situations, the air content of the fresh concrete is therefore to be checked at regular intervals, in particular in the case of significant changes to the above-mentioned parameters, and the added amounts of admixtures are to be adapted to changes in the boundary conditions, if necessary.

5.2 Empfehlungen für die Praxis

Das in der Praxis zu erwartende Nachaktivierungspotenzial kann im Rahmen der Erstprüfung im Labor abgeschätzt werden. Die Nachaktivierung kann durch die Verlängerung der Mischzeit mit überhöhten LP-Bildner-Zugabemengen überprüft werden. Die bisher gängige Vorgehensweise bei LP-Betonen ohne Fließmittel kann auch für LP-Betone mit Fließmittel verwendet werden. Wichtig ist insbesondere eine ausreichend lange Mischzeit bei der Herstellung des Betons. Änderungen der Frischbetontemperatur und des Wassergehalts können die Luftporenbildung beeinflussen. In der Baupraxis ist der Luftgehalt des Frischbetons daher regelmäßig insbesondere bei wesentlichen Änderungen in den benannten Einflussgrößen zu überprüfen und die Zugabemenge der Zusatzmittel ggf. an Veränderungen der Randbedingungen anzupassen.

Förderhinweis

Das IGF-Vorhaben IGF 18854 N der Forschungsvereinigung VDZ gGmbH wurde über die AiF im Rahmen des Programms zur Förderung der industriellen Gemeinschaftsforschung und -entwicklung (IGF) vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages gefördert.

Note on sponsorship

The IGF project 18854 N of the research association VDZ gGmbH was sponsored by the Federation of Industrial Cooperative Research Associations within the framework of the scheme to promote Industrial Collective Research and Development (IGF) of the German Federal Ministry for Economic Affairs and Energy on the basis of a decision of the German Bundestag.

Literatur / Literature

- Merkblatt für Planung, Konstruktion und Bau von Verkehrsflächen aus Beton. M VaB, Teil 1: Kreisverkehre, Busverkehrsflächen und Rastanlagen, Arbeitsgruppe Betonstraßen, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln 2013
- [2] Siebel, E.: Einflüsse auf die Luftporenkennwerte und den Frost-Tausalz-Widerstand von Beton. Beton 45 (1995) H. 10, S. 724–730
- [3] Eickschen, E.: Wirkungsmechanismen Luftporen bildender Betonzusatzmittel und deren Nachaktivierungspotenzial. Schriftenreihe der Zementindustrie, Heft 73, Verlag Bau und Technik, Düsseldorf 2009
- [4] Deutsche Bauchemie e. V.: Informationsschrift "Herstellen von LP-Beton",
 2. Ausgabe, Frankfurt 2013
- [5] Technische Prüfvorschriften für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton. TP Beton – StB 10, Bundesminister für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Abteilung Straßenbau
 [6] IGF-Forschungsvorhaben 17227 N "Einfluss der Mischdauer auf die Luft-
- [6] IGF-Forschungsvorhaben 17227 N "Einfluss der Mischdauer auf die Luftporenbildung in Frisch- und Festbeton – Übertragbarkeit kleinformatiger Laborversuche auf die Verhältnisse einer großformatigen Mischanlage"

Einfluss der Kalksteinzusammensetzung in Zement auf Zement- und Betoneigenschaften

Influence of limestone composition in cement on cement and concrete properties

Übersicht

Unter Verwendung zahlreicher, vorwiegend nicht normgerechter Kalksteine wurde der Einfluss kalksteinspezifischer Parameter auf die Eigenschaften daraus hergestellter Portlandkalksteinzemente (CEM II/A- und CEM II/B-Zemente mit 15 bzw. 30 M.-% Kalkstein) sowie die Dauerhaftigkeit damit hergestellter Betone untersucht. Parameter waren die geologische Herkunft, mikrostrukturelle Merkmale und die neben Calcit vorhandene mineralogische Phasenzusammensetzung. Alle Kalksteine erfüllten die Normanforderungen der EN 197-1 für den TOC-Gehalt und die Methylenblau-Adsorption. Das galt nicht für den Calciumcarbonatgehalt, da sich die Kalksteine insbesondere hierbei stark unterschieden. Die Prüfungen ergaben, dass die unterschiedlichen Calciumcarbonatgehalte der Kalksteine keinen signifikanten Einfluss auf die Mikrostruktur, die Porosität und die Druckfestigkeit der Portlandkalksteinzementmörtel hatten. Von Bedeutung waren jedoch der Kalksteingehalt und die Feinheit der Zementkomponente. Unterschiede in den Mineralphasen und deren Verteilung im Kalksteingefüge wirkten sich auf bestimmte Eigenschaften der mit kalksteinhaltigen CEM II/B-Zementen hergestellten Betone aus. Nicht normgerechte Kalksteine mit hohem Dolomitgehalt führten zu durchweg hohen und solche mit einem niedrigem Quarz/Ton-Massenverhältnis zu überwiegend hohen Dauerhaftigkeitseigenschaften der geprüften Betone.

1 Einleitung

Die Pflicht zur Ressourcenschonung, zur Verringerung des Energieeinsatzes und zum globalen Klimaschutz sowie steigende Energiepreise stellen alle Industrien vor erhebliche Herausforderungen. Die Zementhersteller stellen sich dieser Herausforderung, indem sie ihre Herstellprozesse im Hinblick auf Rohstoff- und Energieeinsatz in den vergangenen Jahren fortlaufend optimiert haben. Es werden weiterhin qualitativ hochwertige Zemente hergestellt, die es den Kunden ermöglichen, leistungsfähige und dauerhafte Betone sowie Betonprodukte zu produzieren.

Neben verfahrenstechnischen Optimierungen und dem Einsatz alternativer Roh- und Brennstoffe besteht insbesondere in der Herstellung und Vermarktung von Zementen mit mehreren Hauptbestandteilen (CEM II/ CEM III) ein erhebliches Potenzial zur Minderung des produktspezifischen CO_2 -Ausstoßes. In diesem Zusammenhang hat Kalkstein eine bedeutende Rolle. Gemäß DIN EN 197-1 können CEM II-Zemente (Portlandkalksteinzemente und Portlandkompositzemente) bis zu 35 M.-% Kalkstein als Hauptbestandteil enthalten. Unter anderem trug der verstärkte Einsatz von Kalkstein wesentlich dazu bei, den Klinkerfaktor in den letzten Jahren signifikant zu senken.

Für die Herstellung von kalksteinhaltigen Zementen sprechen neben den ökologischen auch technische und wirtschaftliche Gründe. Bei der Herstellung eines Portlandkalksteinzements (CEM II/A), in dem 20 M.-% Klinker durch Kalkstein ersetzt werden, wird gegenüber einem vergleichbaren Portlandzement (CEM I) rd. 15 bis 17 % weniger Energie benötigt. Entsprechend verringern sich auch die CO₂-, NO_x- und SO₂-Emissionen. Zu

Abstract

Using numerous limestones, the impact of limestone specific parameters on the properties of the derived Portland limestone cements (CEM II/A- and CEM II/B-cements with 15 or 30 mass % of limestone) and the durability of concretes made of these cements, has been investigated. Parameters were the geologic origin, microstructural characteristics and the mineralogical composition, especially the secondary phases beside calcite. The limestone samples basically differed in the calcium carbonate content. All limestones met the standard requirements acc. to EN 197-1 for TOC content and methylene blue adsorption, but not always for the calcium carbonate content. The different calcium carbonate contents of the limestones had no significant impact on the microstructure, porosity and compressive strength development of the Portland limestone cement mortars investigated. However, parameters like particle size of the cement component and the limestone content were of great importance. However, differences in the mineral phases and their distribution in the limestone microstructure influenced certain durability properties of the concretes made with CEM II/B cements containing limestone. Non-standard compliant limestones with high dolomite content resulted in consistently good concrete durability, and those with low quartz to clay mass ratio in mostly appropriate concrete durability.

1 Introduction

Requirements with regard to an efficient use of resources and energy and to global climate protection as well as rising energy prices provide all industries with significant challenges. The cement manufacturers meet this challenge by optimizing their production processes in terms of raw materials and energy during recent years continuously, while maintaining high cement quality for durable concrete and concrete products.

In addition to process engineering optimization and the use of alternative raw materials and fuels, there is, in particular in the manufacturing and marketing of cements with several main constituents (CEM II, CEM III), a significant potential for reducing the product-specific CO_2 emissions. In this context, limestone as a main constituent has an outstanding significance. According to EN 197-1, CEM II cements (Portland limestone cements and Portland-composite cements) can contain limestone up to 35 mass % in the form of a main and minor constituent. Among other things, the steadily increased use of limestone as a cement main constituent contributed significantly to the clinker factor reduction in recent years.

For the production of Portland limestone cement, with 20 mass % limestone, about 17 % less energy is necessary, compared to Portland cement production. Accordingly, the CO_2 , NO_x and SO_2 emissions decrease. The technical advantages of Portland limestone cements include primarily the reduction in the water demand, improving the water retention capacity and thus an improved workability of fresh concrete, and if the limestone content is not too high, to an increase in the structural density of hardened concrete [1–4]. The contribution of limestone to strength devel-

den technischen Vorteilen von Portlandkalksteinzementen zählen in erster Linie die Verminderung des Wasseranspruchs, die Verbesserung des Wasserrückhaltevermögens und damit auch eine verbesserte Verarbeitbarkeit von Frischbeton sowie ggf. die Erhöhung der Gefügedichte von Festbeton [1-4]. Der begrenzte Beitrag von Kalkstein zur Festigkeitsentwicklung durch seine chemische Reaktion [5] ist für die Baupraxis nur von untergeordneter Bedeutung.

Portlandkalksteinzemente mit bis zu 20 M.-% Kalkstein (CEM II/A-LL) eignen sich uneingeschränkt zur Herstellung von Betonen aller Expositionsklassen nach DIN 1045-2. Zemente, die mit Kalksteinen mit höheren organischen Anteilen (CEM II/A-L) hergestellt werden, sind gemäß DIN 1045-2 nicht für die Herstellung von Betonen für die Expositionsklassen XF geeignet. Zemente mit höheren Anteilen an Kalkstein, bis 35 M.-% (CEM II/B-L, LL), sind derzeit nur für die Herstellung von Betonen in den Expositionsklassen XC1 und XC2 zugelassen. Kalksteinart und -qualität beeinflussen die Zementeigenschaften und die Dauerhaftigkeit von mit Portlandkalksteinzement hergestelltem Beton [6-8]. Nach DIN EN 197-1 dürfen zur Herstellung von Portlandkalksteinzementen nur Kalksteine verwendet werden, die folgende Anforderungen erfüllen: CaCO₃-Gehalt ≥ 75 M.-%, Methylenblau-Absorption \leq 1,2 M.-%, TOC-Gehalt \leq 0,2 M.-% (LL) oder ≤ 0,5 M.-% (L). Diese Grenzen dürfen derzeit aus Sicherheitsgründen, z.B. im Hinblick auf eine mögliche Frostschädigung, nicht über- bzw. unterschritten werden. Betone mit Portlandkalksteinzement, dessen Kalksteine die genannten Kriterien erfüllen, weisen in etwa den gleichen Frostwiderstand auf wie Betone mit Portlandzement, sofern sich die Normfestigkeiten der Zemente nicht wesentlich voneinander unterscheiden.

Aus verschiedenen Forschungsarbeiten ging bereits hervor, dass die Dauerhaftigkeit von Betonen, bei Verwendung von Portlandkalksteinzementen auf Basis nicht normgerechter Kalksteine, nicht zwangsläufig beeinträchtigt sein muss [6, 7, 9]. Offensichtlich existieren neben den Anforderungen der DIN EN 197-1 weitere Kalksteinparameter, die sich auf die Dauerhaftigkeit von Betonen auswirken. Vermutet wurde, dass hierbei die Nebenbestandteile des Kalksteins, wie z. B. der Gehalt und die Struktur der eingebundenen Tonminerale, eine Rolle spielen. In der Literatur finden sich hierzu bisher nur wenige Aussagen.

2 Umfang der Untersuchung

Aus den in Deutschland vorkommenden unterschiedlichen geologischen Kalksteinformationen wurden insgesamt 40 Kalksteinproben entnommen, aufbereitet und chemisch-mineralogisch sowie physikalisch charakterisiert. Anhand der in der Zementnorm DIN EN 197-1 genannten Parameter Calciumcarbonatgehalt, TOC-Gehalt und Methylenblau-Adsorption sowie der das Calciumcarbonat begleitenden Nebenbestandteile wurden von den 40 Kalksteinen 23 repräsentative Kalksteine für die eigentlichen Untersuchungen ausgewählt. Ein rein calcitischer Kalkstein diente als Referenzprobe. In Kombination mit zwei Portlandzementen

opment, due to its filler effect on nucleation and formation of carboaluminates [5], is limited and therefore for construction practice of only secondary importance.

Portland limestone cements with up to 20 mass % of limestone (CEM II/A-LL) are unrestricted for the production of concretes for all exposure classes according to concrete standard EN 206-1/ DIN 1045-2. Cements, which are produced with limestones containing higher total organic carbon (CEM II/A-L), are not suitable for concrete exposure classes XF. Cements with higher proportions of limestone, up to 35 mass % (CEM II/B-L, LL), are currently only approved for the production of concrete in exposure classes XC1 and XC2. The type and quality of limestone affects the cement properties and the durability of concretes, made with Portland limestone cement [6–8].

According to EN 197-1, for the production of Portland limestone cements for durability reasons only limestones may be used, which fulfil the following requirements: $CaCO_3$ content \geq 75 mass %, methylene blue absorption \leq 1.2 mass %, TOC \leq 0.2 mass % (LL) or \leq 0.5 mass % (L). Concretes made with Portland limestone cement with up to 20 mass % limestone meeting these criteria, have a comparable durability to Portland cement concretes of same strength class.

It is known from various research that the durability of concrete does not have to be necessarily affected, if Portland limestone cements based on non-standard limestones were used [6, 7, 9]. Obviously, in addition to the requirements of EN 197-1 there are more limestone parameters that influence the durability of concrete. It has been suggested that in this case the minor constituents of the limestone, e.g. the content and structure of integrated clay minerals, play an important role. Previously, in the literature there are only a few statements on this.

2 Experimental

Forty limestone samples of different geological provenience were collected, processed and chemical-mineralogically and physically characterized. Based on the parameters calcium carbonate, TOC and methylene blue adsorption, mentioned in the cement standard EN 197-1, as well as the existing minor phases, 23 limestones were selected for the investigation programme.

A purely calcitic limestone served as a reference sample. In combination with Portland cement Portland limestone cements were prepared with 15 mass % of limestone (CEM II/A), and with 30 mass % of limestone (CEM II/B). Various cement properties, such as standard compressive strength, microstructure and porosity were examined on mortar samples. Based on the results, Portland limestone cements were selected for the concrete experiments. Durability aspects were in the foreground. Fresh and hardened concrete properties were also determined. In Table 1, the concrete compositions and test methods used are given.

 Tabelle 1: Betonzusammensetzungen und Prüfverfahren

 Table 1: Concrete compositions and test methods

Concrete	c in kg/m³	w/c	LP in Vol. %	FBE	ß _{D,2-90}	ß _{D,28}	d _c	WVw	CF/CIF	CDF	LK	D _{CI,M}
B1	260	0.65	-	x	-	x	x	-	-	-	-	-
B2	300	0.60	-	x	-	x	-	x	-	-	-	-
B3	320	0.50	4.5 to 5.5	x	-	х	-	-	-	x	(x)	-
B4	320	0.50	-	x	x	х	-	-	x	-	-	x
c Ce w/c Wa	ment content	tio				d _c WVw	Depth Freeze	of carbonatio	on with the cube t	test method	l with wate	r

LK

w/c Water cement ratio

LP Air content of fresh concrete

 $\begin{array}{lll} \mathsf{FBE} & \mathsf{Fresh} \ \mathsf{concrete} \ \mathsf{properties} \ (\mathsf{slump}, \ \mathsf{temperature}, \ \mathsf{density}) \\ \mathsf{B}_{\mathsf{D},2:90} & \mathsf{Concrete} \ \mathsf{compressive} \ \mathsf{strength} \ \mathsf{at} \ \mathsf{the} \ \mathsf{age} \ \mathsf{of} \ \mathsf{2}, \ \mathsf{7} \ \mathsf{and} \ \mathsf{90} \ \mathsf{days} \\ \mathsf{B}_{\mathsf{D},28} & \mathsf{Concrete} \ \mathsf{compressive} \ \mathsf{strength} \ \mathsf{at} \ \mathsf{the} \ \mathsf{age} \ \mathsf{of} \ \mathsf{28} \ \mathsf{days} \end{array}$

Get A freeze-thaw testing with the Cube test method with water
 Freeze-thaw testing with the CF / CIF method with water
 Freeze-thaw testing with the CDF process with de-icing agent (NaCl)
 Air void parameters on hardened concrete

D_{CI,M} Chloride migration coefficient, accelerated test method

WVw CF/CIF mp, temperature, density) CDF wurden Portlandkalksteinzemente mit 15 M.-% (CEM II/A) und mit 30 M.-% Kalkstein (CEM II/B) hergestellt. An Mörtelproben wurden die Zementnormdruckfestigkeit, die Gefügebeschaffenheit und die Porosität untersucht. Anhand der Ergebnisse wurden wiederum Portlandkalksteinzemente für die Betonversuche ausgewählt. Hierbei standen Dauerhaftigkeitsaspekte im Vordergrund. Es wurden aber auch Frisch- und Festbetoneigenschaften ermittelt. In Tabelle 1 sind die verwendeten Betonzusammensetzungen und die Prüfverfahren angegeben.

2.1 Ausgangsstoffe

Die 40 Kalksteinproben (K01-K40) stammten aus den geologischen Formationen Jung-Tertiär, Alt-Tertiär, Kreide, Jura, unterer/mittlerer/oberer Muschelkalk und Devon. Dabei wurde berücksichtigt, dass innerhalb eines Vorkommens Inhomogenitäten in der Kalksteinzusammensetzung auftreten. So wurden möglichst von jedem Vorkommen eine an Nebenbestandteilen arme und eine an Nebenbestandteilen reiche Probe entnommen. Für die Herstellung der Portlandkalksteinzemente wurde ein handelsüblicher Portlandzement CEM I 52,5 R mit einem Blaine-Wert von 5200 cm²/g verwendet (Tabelle 2).

2.2 Analysemethoden

Die Untersuchung der chemischen Zusammensetzung der Ausgangsstoffe erfolgte mittels Röntgenfluoreszenzanalyse (RFA) an Schmelztabletten im wellenlängendispersiven Röntgenspektrometer (AXS Bruker SRS 3400). Die Bestimmung von CO2- und H₂O-Gehalten erfolgte mittels thermischer Dissoziation in einem Infrarot-Gasanalysator (RC 612 der Fa. Leco). An den Kalksteinproben wurde der Gehalt an organischem Kohlenstoff (TOC) nach EN 13639 und der Gehalt an carbonatischem Kohlenstoff gravimetrisch nach DIN EN 196-2 bestimmt. Die Bestimmung der Methylenblau-Adsorption (MB-Wert) an analysefein gemahlenen Kalksteinproben erfolgte gemäß DIN EN 933-9. Kalksteine können in Form von bestimmten Tonmineralen quellfähige Bestandteile enthalten. Die mineralogische Phasenanalyse erfolgte mittels Röntgenbeugungsanalyse (XRD) an Presstabletten in einem Röntgendiffraktometer (PANalytical X'Pert PRO MPD mit Cu-Röhre) in Bragg-Brentano-Geometrie über einen Winkelbereich von 5 bis 80° 20. Die quantitative Analyse der Messergebnisse erfolgte mittels Rietveld-Auswertung durch das Programm TOPAS, Version 4.2. Zur morphologischen Charakterisierung der Kalksteingefüge wurden ausgewählte repräsentative Kalksteinbruchstücke als Dünnschliffpräparate (8 cm x 5 cm) im Lichtmikroskop (Zeiss Axioplan) untersucht. Zur Charakterisierung des Mikrogefüges der Kalksteine im Ausgangszustand, aber auch zur morphologischen Beschreibung der hydratisierten Mörtelproben, wurden rasterelektronenmikroskopische Untersuchungen (REM, Philips XL 30 ESEM-FEG) inklusive energiedispersiver Röntgenmikroanalyse (EDX) zur Bestimmung der Elementzusammensetzung durchgeführt.

Die rasterelektronenmikroskopischen Untersuchungen der Kalksteine erfolgten sowohl an Dünnschliffen von ausgesuchten, repräsentativen Gesteinsbruchstücken als auch an Anschliffen von Kalksteinmehlproben. Die Untersuchungen an hydratisierten Zementmörteln wurden an frischen Bruchstellen von Mörtelprüfkörpern durchgeführt. Mittels Quecksilberdruckporosimetrie wurde die Porosität (Porengrößenverteilung) der 28 Tage hydratisierten Mörtelproben bestimmt. Die Bestimmung der spezifischen Oberfläche der Kalksteinmehle erfolgte mittels des Luftdurchlässigkeitsverfahrens nach Blaine gemäß DIN EN 196-6. Die Korngrößenverteilung der Kalksteinmehle im Bereich von 0,04 bis 500 µm wurde mit einem Lasergranulometer (CILAS Granulometer 1064) ermittelt.

Die Bestimmung der Carbonatisierungstiefe erfolgte nach dem in [10] angegebenen Prüfverfahren an Betonbalken mit den Abmessungen 100 mm × 100 mm × 500 mm. Die Bestimmung des Widerstands gegenüber eindringenden Chlorid-Ionen erfolgte anhand eines Schnellverfahrens (Migrationstest nach BAW-Merkblatt [11]). Die Prüfung des Frostwiderstands erfolgte mit dem Würfel- und dem CF/CIF-Verfahren [10, 12, 13]. Die bei der

2.1 Sample collection

The 40 limestone samples (K01 to K40) were taken from the following geological formations: Upper-Tertiary, Lower-Tertiary, Cretaceous, Jurassic, Lower/Middle/Upper Muschelkalk (Triassic) and Devonian. It was considered that inhomogeneities in the limestone composition occur within a quarry. At least, two samples have been taken per geological formation, one sample low in secondary phases and one rich in secondary phases, beside carbonates. For the production of Portland limestone cements a commercial Portland cement CEM I 52.5 R was used with a Blaine value of 5200 cm²/g (Table 2).

2.2 Analysis methods

The study of the chemical composition of the starting materials was carried out by X-ray fluorescence spectrometry (XRF), on fused beads, using a wavelength dispersive X-ray spectrometer (Bruker AXS SRS 3400). The determination of CO_2 and H_2O contents was performed by thermal dissociation in an infrared gas analyser (RC 612 Fa. Leco). The total organic carbon content (TOC) of the limestones was determined according to EN 13639, and the content of carbonatic carbon according to DIN EN 196-2. The determination of the methylene blue adsorption (MB) value was carried out in accordance with DIN EN 933-9. The mineralogical phase analysis was performed using X-ray diffraction (XRD) analysis, on pressed pellets, in an X-ray diffractometer (PANalytical X'Pert PRO MPD with Cu-tube) in Bragg-Brentano geometry over an angular range 5 to 80 ° 20. Quantitative analysis of the test results was carried out by means of Rietveld analysis by the program TOPAS. For morphological characterization of the limestone structure thin sections were prepared from selected representative limestone subsamples (5 cm x 8 cm) for examination in the light microscope (Zeiss Axioplan). In order to characterize the microstructure of the limestone in the initial state but also for the morphological description of the hydrated mortar samples, scanning electron microscopic analyses were carried out (SEM, Philips XL 30 ESEM-FEG), including energy dispersive X-ray microanalysis (EDX) to determine the elemental composition. The scanning electron microscopic examinations of limestones took place both on thin sections of selected, representative limestone fragments as well as on polished sections of limestone powder samples. The studies of hydrated cement mortars were carried out on

Tabelle 2: Chemische und mineralogische Zusammensetzung des CEM I 52,5 R (M.-%)

 Table 2: Chemical and mineralogical composition of CEM I 52.5 R

 (in mass %)

Chemical com	position (RFA)	Mineralogical composition (QXRD)			
CO ₂	0.36	C₃S	65.8		
H ₂ O	0.34	C ₂ S	15.3		
SiO ₂	22.82	C₄AF	3.1		
Al ₂ O ₃	3.77	C₃A kubisch	6.9		
TiO ₂	0.18	C₃A orthor- hombisch	1.8		
P ₂ O ₅	0.15	Free lime	< 0.5		
Fe ₂ O ₃	1.37	Periklase	< 0.5		
Mn ₂ O ₃	0.05	Quartz	< 0.5		
MgO	0.72	Arcanite	0.7		
CaO	65.91	Aphthitalit e	< 0.5		
SO3	3.25	Gypsum	< 0.5		
K ₂ O	0.69	Hemihydrate	2.9		
Na ₂ O	0.21	Anhydrite	2.3		
Na ₂ O _{eq}	0.67				

Frostprüfung während der Befrostung abgewitterte Masse gilt als Kriterium für eine äußere Betonschädigung und die Veränderung des dynamischen E-Moduls als Kriterium für eine innere Schädigung.

3 Ergebnisse und Diskussion 3.1 Untersuchungen an Kalksteinen

Der röntgendiffraktometrisch ermittelte Calcitgehalt der untersuchten Kalksteine variierte zwischen 41 und 97 M.-%. Als Nebenbestandteile traten im Wesentlichen Dolomit, Quarz, Tonminerale und Glimmer auf. Von den Tonmineralen war wiederum Illit mit bis zu 21 M.-% die häufigste Phase. Die Kaolinitgehalte lagen unter 5 M.-% und quellfähiges Montmorillonit wurde nur in Spuren nachgewiesen. Mit Ausnahme von drei dolomitreichen Proben lagen die Dolomitanteile der Kalksteine unter 11 M.-%. Unterschiede in der chemischen und mineralogischen Zusammensetzung fanden sich sowohl bei den Kalksteinen unterschiedlicher geologischer Formation als auch bei gleicher Herkunft (Tabelle 3).

fresh fractures of mortar specimens. By means of mercury intrusion porosity the pore size distributions of the 28 day hydrated mortar samples were determined. The determination of the specific surface of the limestone powder was carried out by the air permeability method according to Blaine according to EN 196-6. The particle size distribution of limestone powder in the range from 0.04 to 500 microns was determined with a laser granulometer (CILAS granulometer 1090).

Determination of carbonation was carried out according to the requirements of the test method specified in [10] using concrete beams with the dimensions 100 mm x 100 mm x 500 mm. The determination of the resistance to penetrating chloride ions was based on an accelerated procedure (migration test according to BAW [11]). The examination of frost resistance was performed using the cube test and the CF/CIF test method [10, 12, 13]. Scaling mass during the frost test applied as a criterion for outer concrete damage, and the change in the dynamic modulus of elasticity as a criterion for internal damage.

Tabelle 3: Chemische und mineralogische Zusammensetzung der ausgesuchten Kalksteine Table 3: Chemical and mineralogical properties of selected limestones (K) in mass %

	Geol.	CaCO ₃	TOC	MD	Calcite	Delemite ²)	Cla	Quartz		
	formation	(CaO)	100	IVIB	(XRD) ¹⁾	Dolomite	Illite	Kaolinite	Quartz	
K03R	- Devonian	100	0.020	0.07	97	1	-	< 1	1	
K07		91.8	0.025	0.33	86	4	1	_	4	
K05		76.9	0.111	0.60	70 ⁴⁾	7	6	1	7	
K06		41.4	0.262	0.90	41 ⁴⁾	< 1	21	1	18	
K15		95.4	0.042	0.10	90	-	-	3	2	
K13	-	86.7	0.045	0.40	83	< 1	4	3	5	
K38	<u>-</u>	83.1	0.065	0.33	77	1	5	3	4	
K14	Iriassic	71.9	0.059	0.50	72 ⁴⁾	-	11	3	9	
K36		68.3	0.035	0.50	44 ⁴⁾	40	2	1	6	
K39		63.4	0.123	0.70	61 ⁴⁾	-	18	1	7	
K10		85.5	0.063	0.20	79 ⁴⁾	11	2	< 1	3	
K16		78.6	< 0.01	0.17	58 ⁴⁾	39	_	_	1	
K26	Jurassic	73.4	0.157	0.70	73 ⁴⁾	5	12	3	4	
K32		70.0	0.359	0.80	68 ⁴⁾	3	11	5	5	
K33		77.2	0.106	0.60	76 ⁴⁾	< 0.5	8	1	14	
K01		72.2	0.138	0.57	71 ⁴⁾	< 0.5	4	1	18	
K23		66.9	0.173	0.83	67 ⁴⁾	2	13	2	13	
K04	Createring	66.1	0.010	0.13	27 ⁴⁾	64	3	< 0.5	1	
K20	Cretaceous	66.4	0.197	0.60	67 ⁴⁾	< 0.5	13	4	12	
K21		66.0	0.193	0.70	68 ⁴⁾	2	13	2	11	
K34		64.9	0.138	0.47	65 ⁴⁾	-	5	3	23	
K40		62.0	0.158	0.28	65 ⁴⁾	-	15	2	11	
K24	Lower Tertiary	65.7	0.163	0.83	67 ⁴⁾	2	13	1	10	

1) 2) 3)

MB

тос

CaO and CO $_2$ content, MgO content (XRF, IR) are also considered Alkalis, Si, Al content (XRF) and H_2O content (IR) considered

Results of Rietveld examination of the digestion residue, considered in the phase calculation of the original sample

CaCO₃ (CaO)

CaCO3 content, calculated from CaO content (XRF) according to EN 197-1 Calcite (XRD) Calcite content, determined by XRD

Methylene blue adsorption

Total organic carbon

Marked in blue CaCO₃ content ≤ 75 mass % (according EN 197-1, non-standard compliant limestones) In Bezug auf den TOC-Gehalt waren alle 40 Kalksteinproben gemäß DIN EN 197-1 normkonform und entsprachen bis auf zwei Ausnahmen dem Kalksteintyp LL. Die in der DIN EN 197-1 festgelegte Grenze für die Methylenblau-Adsorption von max. 1,2 M.-% wurde ebenfalls von keinem Kalkstein überschritten.

Die im weiteren Versuchsverlauf eingesetzten Kalksteine wurden folgenden Typen zugeordnet:

- Kalksteine mit einem hohen Calcitgehalt und wenigen Nebenbestandteilen K03R (Referenz)
- Kalksteine mit einem hohen Dolomitgehalt K04, K16
- Kalksteine mit einem hohen Quarzgehalt und einem hohen Tongehalt K06, K23, K24
- Kalksteine mit einem niedrigen Quarzgehalt und einem niedrigen Tongehalt K05, K10
- Kalksteine mit einem niedrigen Quarzgehalt und einem hohen Tongehalt K26, K32
- Kalksteine mit einem hohen Quarzgehalt und einem niedrigen Tongehalt K01, K34

3.2 Untersuchungen an kalksteinhaltigen Zementen

Die Untersuchungen an den Mörteln mit CEM II/B-Zementen ergaben trotz aller Unterschiede in der mineralogischen Zusammensetzung der verschiedenen Kalksteine keine relevanten Unterschiede in der Porositäts-, Gefüge- und Druckfestigkeitsentwicklung der Mörtelprüfkörper.

Durch eine Veränderung des Kalksteingehalts, der Kalksteinfeinheit oder Klinkerfeinheit wurden hingegen die Zementeigenschaften erwartungsgemäß signifikant beeinflusst. Die Granulometrie der Zementkomponenten war somit für die Zementeigenschaften maßgeblicher als die petrografischen Eigenschaften der Kalksteine. Mit nicht normgerechten Kalksteinen konnten vergleichbare Festigkeiten erreicht werden wie mit normgerechten Kalksteinen oder sogar dem besonders reinen Referenzkalkstein. Kleinere Unterschiede in der Porosität und der Mikrogefügeausbildung ergaben sich lediglich bei Mörteln auf Basis von Zementen mit dolomit- bzw. quarzreichen Kalksteinen. Dolomitreiche Kalksteine bewirkten ein etwas dichteres und quarzreiche Kalksteine ein etwas lockereres Zementsteingefüge, wenngleich auch dies keine relevante Auswirkung auf die Zementdruckfestigkeiten hatte (Bild 1). Die mikroskopischen Gefügemerkmale dieser Zemente korrelierten dennoch mit bestimmten Eigenschaften der Kalksteine. So wiesen die quarzreichen Kalksteinmehle ein recht homogenes Gefüge auf, enthielten zugleich aber zahlreiche größere und kleinere Quarzkörner. Auch aus den granulometrischen Untersuchungen ging hervor, dass die Quarzpartikel in den Kalk-



Bild 1: Druckfestigkeit der Portlandkalksteinzementmörtel CEM II/B-Zemente (30 M.-% Kalkstein) im Prüfalter von 2, 7 und 28 Tagen in Abhängigkeit vom röntgendiffraktometrisch bestimmten Calcitgehalt der Kalksteine, Mahlfeinheit der Kalksteine rd. 5000 cm²/g nach Blaine Figure 1: Compressive strength of Portland limestone cement mortar (30 mass % of limestone) at the age of 2, 7 and 28 days, depending on the calcite content of the limestone determined by X-ray diffraction analysis, limestone fineness about 5000 cm²/g Blaine

3 Results and discussion

3.1 Investigations on limestones

According to the quantitative phase analysis by XRD the calcite content of the limestones varied between 41 and 97 mass %. As secondary constituents dolomite, quartz, clay minerals and mica mainly occurred. With up to 21 mass % the clay mineral illite was the most common phase. Kaolinite was below 4 mass %, and swellable montmorillonite was detected only in trace amounts. With the exception of some dolomite samples the dolomite content of limestones was below 11 mass %. Differences in the chemical and mineralogical composition were found both in the limestones of different geological formations as well as of the same origin (Table 3).

Regarding the TOC content every 40 limestone samples were in compliance with EN 197-1 and with two exceptions, all limestones belonged to type LL. The limit value for methylene blue adsorption of maximum 1.2 % acc. to EN 197-1 was not exceeded by any limestone.

The selected limestones used in the further investigations were classified in the following types:

- Limestones with a high calcite content and little secondary constituents K03R (reference)
- Limestones with a high dolomite content K04, K16
- Limestones with a high quartz and a high clay content K06, K23, K24
- Limestones with a low quartz and a low clay content K05, K10
- Limestones with a low quartz and a high clay content K26, K32
- Limestones with a high quartz and a low clay content K01, K34

3.2 Investigations on limestone containing cements

The tests on the mortars with CEM II/B cements revealed that despite all the differences in the mineralogical composition of the various limestones, there were no relevant differences in the porosity, microstructure and compressive strength of the mortar test specimens.

By changing the limestone content, limestone fineness or cement fineness, however, as expected, the cement properties were significantly affected. The granulometry of the cement components was more relevant for the properties of cement than the petrographic characteristics of the limestones. With non-standard limestones similar compressive strengths were achieved, as with standard limestone or even the pure reference limestone. Minor differences in the porosity and microstructure formation were determined only in mortars based on cements with dolomite and quartz-rich limestones. Hardened cement pastes with dolomite rich limestones

showed a somewhat denser microstructure and pastes with quartz-rich limestones a somewhat looser microstructure, without relevant effects on the cement compressive strengths (Fig. 1). The microscopic structural features of the hardened cement pastes also correlated with certain properties of the limestones. The quartz-rich limestone samples had a fairly homogenous structure, but they contained numerous large and small quartz grains. Also the granulometric analysis showed that the quartz particles were enriched in the limestones with high quartz content primarily in the coarser fraction (> 32 microns). Possibly, these coarser quartz particles in the limestone contribute to the looser microstructure observed. However, the microstructure of the dolomite-rich limestones indicated a very homogeneous distribution of calcite and dolomite areas with predominantly small to medium particle sizes, which had a positive effect on the structural density of the hardened cement paste.

steinmehlen mit hohen Quarzgehalten vorwiegend in der gröberen Fraktion (> 32 μ m) angereichert waren. Möglicherweise bewirkten diese gröberen Quarzpartikel im Zement eine zusätzliche "Auflockerung" des Gefüges. Das Mikrogefüge der dolomitreichen Kalksteine zeichnete sich hingegen durch eine sehr homogene Verteilung der Calcit- und Dolomitbereiche mit überwiegend kleinen bis mittelgroßen Partikelgrößen aus, was sich positiv auf die Gefügedichtigkeit des Zementsteins auswirkte.

3.3 Untersuchungen an kalksteinhaltigen Betonen

Die Druckfestigkeitsuntersuchungen zeigten keinen signifikanten Zusammenhang zwischen der Betondruckfestigkeit und der Kalksteinzusammensetzung im Zement. Bei den Dauerhaftigkeitsuntersuchungen kam es in Abhängigkeit der eingesetzten Kalksteine hingegen zu deutlichen Unterschieden, allerdings nur bei Betonen auf Basis der CEM II/B-Zemente mit 30 M.-% Kalkstein. Mit den CEM II/A-Zementen mit 15 M.-% Kalkstein wurden durchweg gute Dauerhaftigkeitsergebnisse erzielt, obwohl auch hier überwiegend nicht normgerechte Kalksteine verwendet wurden. Die Unterschiede zwischen den CEM II/B-Betonen traten insbesondere bei den drei Prüfungen zum Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand auf. Die äußere Schädigung fiel zumeist gering aus und die Abnahmekriterien wurden zumeist nicht überschritten (Bilder 2 und 3). Lediglich die Betone B2-34-1 und B2-01 (Kalksteine mit einem hohen Quarzgehalt und einem niedrigen Tongehalt K01, K34) erfüllten die Kriterien der Würfelprüfung nicht (Bild 2).

Bei einigen Betonen war die innere Schädigung, erkennbar in Form eines Abfalls des dynamischen E-Moduls, so hoch, dass die Abnahmekriterien nicht eingehalten werden konnten (Bild 4).

Eine klare Tendenz war jedoch erkennbar. Betone auf Basis der dolomitreichen Kalksteine als Zementhauptbestandteil zeigten durchweg einen hohen inneren und äußeren Frostwiderstand sowie einen Carbonatisierungs- und Chlorideindringwiderstand, der sogar etwas höher war als beim Beton auf Basis des Referenzzements mit calcitreichem Kalkstein. Bild 5 zeigt die Betonprüfkörper nach 100 Frost-Tau-Wechseln am Ende des Würfelverfahrens. Die beiden dolomitreichen Betone zeigten eine ähnlich niedrige Abwitterung wie der Beton auf Basis des Referenzzements.

Die mikroskopischen Untersuchungen an den beiden dolomitreichen Kalksteinmehlen ergaben, dass sich die Mikrogefüge durch eine sehr homogene Verteilung der Calcit- und



Bild 2: Abwitterungen von Betonen B2 mit CEM II/B-Zementen im Würfelverfahren in Abhängigkeit von der Anzahl der Frost-Tau-Wechsel (Kalkstein-Nr. siehe Tabelle 3)

Figure 2: Scaling of concretes B2 with CEM II/B cements in the cube test method, depending on the number of freeze-thaw cycles (Limestone No. see Table 3)



Bild 3: Abwitterungen von Betonen B4 mit CEM II/B-Zementen im CF-/CIF-Verfahren in Abhängigkeit von der Anzahl der Frost-Tau-Wechsel (Kalkstein-Nr. siehe Tabelle 3) Figure 3: Scaling of concretes B4 with CEM II/B cements in the CF/CIF test method, depending on the number of freeze-thaw cycles (Limestone No. see Table 3)



Bild 4: Relativer dynamischer E-Modul von Betonen B4 mit CEM II/B-Zementen im CF-/CIF-Verfahren in Abhängigkeit von der Anzahl der Frost-Tau-Wechsel (Kalkstein-Nr. siehe Tabelle 3) Figure 4: Relative dynamic modulus of elasticity of concretes B4 with CEM II/B cements in the CF/CIF test method, depending on the number of freeze-thaw cycles (Limestone No. see Table 3)



Bild 5: Betone B2 mit CEM II/B-Zementen nach 100 Frost-Tau-Wechseln (Würfelverfahren), Kalksteine mit unterschiedlichen Dolomitgehalten Figure 5: Concretes B2 with CEM II/B cements after 100 freeze-thaw cycles (cube test), limestones with different dolomite contents

Dolomitbereiche mit kleinen bis mittelgroßen Partikeln auszeichneten. Offensichtlich wirkte sich dieser Umstand positiv auf die Gefügedichtigkeit des Zementsteins bzw. Betons aus.

Des Weiteren wurde festgestellt, dass das Abwitterungsverhalten der Betone während der Frost-Tau-Würfelprüfung mit dem Quarz/Ton-Massenverhältnis (Q/T) der Kalksteine korrelierte (Bild 7). Mit steigendem Quarzgehalt nahm die Abwitterung zu. Enthielten die Kalksteine zusätzlich zum Quarz einen hohen Anteil an Ton, wiesen die Betone nur relativ geringe Abwitterungen auf. In Bild 6 sind die Betonprobekörper von sechs Zementen mit unterschiedlichen Quarz- und Tongehalten am Ende des Würfelverfahrens nach 100 Frost-Tau-Wechseln abgebildet. Das Massenverhältnis Quarz/Ton variierte zwischen 0,3 und 3,6 bei Anteilen von 14 bis 40 M.-% für Quarz plus Ton. Die Prüfergebnisse des CIF-Verfahrens zur inneren Schädigung

Die Prüfergebnisse des CIF-Verfahrens zur inneren Schädigung der Betone zeigten hingegen keine Korrelation mit dem Quarz/ Ton-Massenverhältnis der Kalksteine. Bei Verwendung der quarzund tonreichen Kalksteine lag der Rückgang des dynamischen E-Moduls über dem Grenzwert von 25 %. Die dolomitreichen Kalksteine bewiesen auch bei dieser Prüfung, dass sie zu einer guten Dauerhaftigkeit der Betone beitragen können. Der Rückgang des dynamischen E-Moduls lag wie beim Referenzzement bei unter 10 % (Bild 4).

Die Qualität des Kalksteins in puncto mineralogischer Zusammensetzung hatte keine negative Auswirkung auf den Carbonatisierungswiderstand der Betone. Signifikante Unterschiede zwischen normgerechten und nicht normgerechten Kalksteinen traten auch nicht bei der Prüfung des Chlorideindringwiderstands auf (Chloridmigrationskoeffizienten: 20 bis 26·10⁻¹² m²/s). Auch

3.3 Investigations on limestone containing concretes

The compressive strength tests showed no significant relationship between the concrete compressive strength and the limestone composition of the cement. With all CEM II/A cements consistently good durability results were obtained, although mainly non-standard limestones were used. In the durability tests on concretes based on the CEM II/B cements, different behaviour was observed due to the differences in the limestone composition. The differences between the CEM II/B concretes were particularly marked in the tests for frost and frost-thaw deicing salt resistance. The scaling was mostly small and the acceptance criteria were mainly not exceeded (Figs. 2 and 3). Only concretes B2-34-1 and B2-01 did not match the criteria of the cube test (Fig. 2).

In some concretes, the internal damage, recognizable in the form of a drop in the dynamic modulus of elasticity, was so high that the acceptance criteria were not complied with (Fig. 4). However, a clear trend was evident. Concretes on the basis of dolomite-rich limestones as the cement main ingredient (B4-04, B4-16) consistently showed a high internal and external frost resistance as well as a high carbonation and chloride penetration resistance, which was even higher than for the concrete based on the cement with the reference pure calcite limestone (K03-R). Fig. 5 shows concrete test specimens after 100 freeze-thaw cycles at the end of the cube test. Both concretes containing a dolomite-rich CEM II/B showed similar low scaling to the concrete on the basis of the reference cement.

The microscopic examinations of the dolomite-rich limestones revealed that the microstructure was characterized by a very homogeneous distribution of calcite and dolomite areas with small bei dieser Prüfung schnitt der Beton auf Basis des Zements mit dolomitreichem Kalkstein am besten ab.

4 Zusammenfassung

Im Mittelpunkt der Forschungsarbeiten standen Untersuchungen an Zementen mit 30 M.-% (CEM II/B-L,LL) und 15 M.-% (CEM II/A-L,LL) Kalkstein. Es wurde untersucht, ob und wie sich nicht normgerechte Kalksteine von normgerechten Kalksteinen im Hinblick auf Zement- und Betoneigenschaften unterscheiden, und welche kalksteinspezifischen Parameter, neben den in der Zementnorm genannten Parametern, hierfür von Bedeutung sind. to medium sized particles. Obviously, this positively affected the structural density of the hardened cement paste and the concrete. Furthermore, it was found that the scaling during the freeze thaw cube test correlated with the quartz to clay mass ratio (Q/C) of the limestones (Fig. 7). With increasing quartz content, the scaling increased. Limestones containing in addition to quartz a high proportion of clay, induced only relatively low scaling. The concrete test specimens of six cements with different quartz and clay contents at the end of the cube test period are shown in Fig. 6. The quartz to clay mass ratio varied from 0.3 to 3.6 at levels from 14 to 40 mass % of quartz plus clay.



Bild 6: Betone B2 mit CEM II/B-Zementen nach 100 Frost-Tau-Wechseln (Würfelverfahren), Kalksteine mit unterschiedlichen Quarz-zu-Ton-Verhältnissen (Q/T): 4/15; 18/22; 13/15; 7/7; 18/5; 23/8 in Massenanteilen Figure 6: Concretes B2 with CEM II/B cements after 100 freeze-thaw cycles (cube test), limestones with different quartz to clay ratios (Q/C): 4/15; 18/22; 13/15; 7/7; 18/5; 23/8 in mass fractions

Die Verwendung der nicht normgerechten Kalksteine führte im Vergleich zu den normgerechten Kalksteinen bei den Dauerhaftigkeitsuntersuchungen zu keiner Verringerung des Carbonatisierungs- und Chlorideindringwiderstands. Dolomitreiche Kalksteine hatte sogar eine positive Auswirkung auf den Chloridmigrationswiderstand. Die Anwesenheit feiner, zumeist homogen verteilter Tonpartikel im Kalkstein führte vermutlich zu einer Verfeinerung und Verdichtung des Betongefüges, was sich gleichfalls in einem höheren Carbonatisierungs- und Chloridmigrationswiderstand äußerte.

Bei den Frostwiderstandsprüfungen zeigten die Betone auf Basis der dolomitreichen Portlandkalksteinzemente durchweg sehr gute Ergebnisse. Um diese Ergebnisse auf eine breitere Basis zu stellen, sollen im Forschungsinstitut der Zementindustrie in einem Nachfolgeprojekt Untersuchungen mit weiteren dolomitreichen Kalksteinen und auch reinen Dolomiten folgen.

Bei den Frostprüfungen wiesen die Betone mit CEM II/A-Zementen unabhängig vom Kalkstein vergleichbare, gute Dauerhaftigkeitseigenschaften auf. Hingegen zeigten sich leichte Unterschiede mit den CEM II/B-Zementen. Bei den nicht normgerechten Kalksteinen mit höherem Quarz- und/oder Tongehalt korrelierte das Quarz/Ton-Masseverhältnis mit dem Abwitterungsverhalten der Betone in den Frost-Würfelprüfungen. Ein höherer Tonanteil hatte einen positiven Einfluss auf das Abwitterungsverhalten, wohingegen sich ein höherer Quarzanteil negativ auswirkte (Bild 7). Eine Ursache für diese Korrelation könnte sein, dass fein verteilte Tonmineralien zu einer Gefügeverdichtung führen, Quarz, als inerter Stoff, generell aber zu einer Verschlechterung der Kalksteinqualität. Die im Wesentlichen vorkommenden Tonphasen Illit und Kaolinit gelten zwar nicht generell als reaktiv, setzen aber möglicherweise bei höheren pH-Werten oberflächlich, und insbesondere bei feiner Verteilung, geringe Mengen an "reaktivem" Aluminium und Silizium frei. Diese können die Reaktivität des Kalksteins erhöhen, indem verstärkt Hemi- und/oder Monocarboaluminat und Calciumsilikathydrat gebildet wird. Hierdurch



Bild 7: Zusammenhang zwischen der Abwitterung von Betonen mit CEM II/B-Zementen im Würfelverfahren nach 100 FTW und dem Gehalt an Ton und Quarz (als Quarz/Ton-Massenverhältnis) im Kalkstein; CEM II/B-Zemente mit 30 M.-% Kalkstein und einer Feinheit von 5000 cm₂/g nach Blaine

Figure 7: Relationship between the scaling of concrete with CEM II/B cements in the cube test after 100 freeze thaw cycles and the content of clay and quartz (as quartz to clay ratio) in limestone; CEM II/B cements with 30 mass % of limestone and a fineness of 5000 cm²/g Blaine

The test results of the CIF test on the internal damage of concretes, however showed no correlation with the quartz to clay mass ratio of the limestones. All concretes with quartz and clay-rich limestones showed a decrease of the dynamic modulus of elasticity above the limit of 25 %. However, in this test, the dolomite-rich limestones also demonstrated that they contribute to a good durability of the concretes. The decline of the dynamic modulus of elasticity was with at less than 10 % the same as for the reference limestone (Fig. 4).

The quality of the limestone in terms of mineralogical composition had no negative effect on the carbonation of the concrete. Significant differences between standard and non- standard limestones did not occur even when examining the resistance to penetration of chloride (chloride migration coefficients: 20 to $26 \cdot 10^{-12}$ m²/s). The concrete based on the cement with the dolomite-rich limestone showed the best chloride migration resistance in this examination.

4 Final remarks

Cements with 15 mass % (CEM II/A-L,LL) and especially with 30 mass % (CEM II/B-L,LL) were in the focus of the studies. It should be investigated how non-standard compliant limestones differ from standard compliant limestones regarding cement and concrete properties, and which limestone-specific parameters, in addition to the parameters mentioned in the cement standard, are of relevance.

The petrographic differences in the limestones had no significant effect on the compressive strength and the microstructure of the cement mortars and concretes. As expected the cement properties were dominated mainly by the limestone content and the granulometric parameters of the cement components. Concretes with CEM II/A-cements showed consistently good durability. Concretes with CEM II/B-cements showed some differences in durability which could be attributed to specific limestone properties.

In general, the use of the non-standard compliant limestones did not lead to a reduction of the carbonation and chloride penetration resistance. The use of dolomite-rich limestones even had a positive effect regarding the chloride migration resistance. The presence of a certain proportion of fine, mostly homogeneously distributed, clay particles apparently contributed to a refinement and

compaction of the concrete structure, which was also reflected in an increased carbonation and chloride migration resistance.

In the frost resistance tests the samples based on the dolomite-rich Portland limestone cements consistently showed very good results. To broaden the data base further studies with other limestones rich in dolomite and with pure dolomites are planned.

In the studies with non-standard compliant limestones with higher quartz and/or clay content, it turned out that the quartz to clay mass ratio correlated with the scaling behaviour of the concretes during the frost cube tests. A higher proportion of clay in the limestone had positive and higher quartz content negative influence on scaling during the cube test (Fig. 7). The reasons for this correlation could be that finely divided clay minerals generate a denser microstructure and therefore a compaction of the limestone structure. Quartz, as an inert material, generally leads to a looser microstructure of the limestone. The essentially occurring clay phases illite and kaolinite are not generally conkönnte es zu einer positiven Auswirkung auf das Zementsteingefüge kommen, wobei der Effekt von der Größe und der Verteilung der Tonminerale im Kalkstein abhängig wäre. Auch dieser Aspekt müsste in ergänzenden Versuchen mit weiteren Kalksteinen verifiziert werden.

Förderhinweis

Das IGF-Vorhaben IGF 17226 N der Forschungsvereinigung VDZ gGmbH wurde über die AiF im Rahmen des Programms zur Förderung der industriellen Gemeinschaftsforschung und -entwicklung (IGF) vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages gefördert. sidered to be reactive, but may release at higher pH values, in particular when finely dispersed, low levels of "reactive" aluminum and silicon. This can increase the reactivity of the limestone by enforcing the formation of hemi- and/or mono-carboaluminate hydrates and calcium silicate hydrates. This could lead to a positive impact on the hardened cement paste structure, whereby the effect would depend on the size and distribution of the clay minerals in the limestone. This aspect also needs to be verified in additional experiments with further limestones.

Acknowledgement

The IGF project IGF 17226 N of the research association VDZ gGmbH was sponsored by the Federation of Industrial Cooperative Research Associations within the framework of the scheme to promote Industrial Collective Research and Development (IGF) of the German Federal Ministry for Economic Affairs and Energy based on a resolution passed by the German Bundestag.

Literatur / Literature

- Albeck, J.; Sutej, B.: Neue Zemente Eigenschaften von Betonen aus Portlandkalksteinzement. Beton 41 (1991) H. 5, pp. 240–244.
- [2] Ellerbrock, H.-G.; Sprung, S.; Kuhlmann, K.: Korngrößenverteilung und Eigenschaften von Zement. Teil III: Einfluss des Mahlprozesses. Zement-Kalk-Gips 43 (1990) H. 1, pp. 13–19.
- [3] Dhir, R. K.; Limbachiya, M. C.; McCarthy, M. J.; Chaipapanich, A.: Evaluation of portland limestone cements for use in concrete construction. Materials and Structures 40 (2007), pp. 459–473.
- [4] Ramezanianpour, Ali A.; Ghiasvand, E.; Nickseresht, I.; Mahdikhani, M.; Moodi, F.: Influence of limestone on performance of Portland limestone cement concretes. Cement & Concrete Composites 31 (2009), pp. 715–720.
- [5] Matschei, T.; Glasser, F. P.: The influence of limestone on cement hydratation. ZKG International 59 (2006) No. 12, pp. 78–86.
 [6] Siebel, E.; Sprung, S.: Einfluss des Kalksteins im Portlandkalksteinzement auf
- [6] Siebel, E.; Sprung, S.: Einfluss des Kalksteins im Portlandkalksteinzement auf die Dauerhaftigkeit von Beton. Beton 41 (1991), H. 3, S. 113-117; H. 4, S. 185– 188.
- [7] Sprung, S.; Siebel, E.: Beurteilung der Eignung von Kalkstein zur Herstellung von Portlandkalksteinzement. Zement-Kalk-Gips (1991) H. 1, S. 1–11.

- [8] Bonavetti, V.; Danza, H.; Menendez, G.; Gabrera, O.; Irrasar, E. F.: Limestone filler cement in low w/c concrete. Cement and Concrete Research 33 (2003) No. 6, pp. 865–871.
- [9] Ökologisch und technisch optimierte Zemente mit mehreren Hauptbestandteilen. Schlussbericht BMBF-Forschungsvorhaben, Forschungsinstitut der Zementindustrie, Düsseldorf 2009.
- [10] Bunke, N.: Pr
 üfung von Betonen. Empfehlungen und Hinweise als Erg
 änzung zu DIN 1048. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses f
 ür Stahlbeton, H. 422, Berlin 1991.
- [11] Chlorideindringwiderstand von Beton. BAW-Merkblatt, Bundesanstalt f
 ür Wasserbau, Karlsruhe 2012.
- [12] Setzer, M. J.; Fagerlund, G.; Janssen, D. J.: CDF-Test Prüfverfahren des Frost-Tau-Widerstands von Beton – Prüfung mit Taumittel-Lösung (CDF) – RILEM Recommendation. Betonwerk und Fertigteil-Technik 63 (1997) H. 4, S. 100–106.
- [13] Frostforschung von Beton. BAW-Merkblatt, Bundesanstalt f
 ür Wasserbau, Karlsruhe 2004.

Brechsand als Hauptbestandteil im Zement*)

Crushed sand as main constituent in cement*)

1 Ziel des Vorhabens

Zemente mit mehreren Hauptbestandteilen bieten durch den effizienten Einsatz des Portlandzementklinkers eine Möglichkeit, die CO₂-Emissionen bei der Herstellung von Zement zu senken. Sollen Zemente mit mehreren Hauptbestandteilen in Beton nach DIN EN 206-1/DIN 1045-2 eingesetzt werden, mit denen bisher in Deutschland keine baupraktischen Erfahrungen vorliegen, müssen entsprechende Nachweise ihrer Eignung im Beton erbracht werden. In Zulassungsverfahren wird üblicherweise der Einfluss der Zemente auf dauerhaftigkeitsrelevante Parameter (z.B. Chlorideindringen, Frostwiderstand) unter definierten Randbedingungen (Grenzrezepturen der Betonzusammensetzung, Vorlagerung der Probekörper, Prüfverfahren, Bewertungskriterien) überprüft.

Feine rezyklierte Gesteinskörnungen, sogenannte Brechsande, sind nicht als Hauptbestandteil gemäß EN 197-1 (Abschnitt 5.2) definiert und dürfen somit nicht im Zement verwendet werden. Zemente unter Verwendung von Brechsand als Hauptbestandteil bedürfen einer Zulassung. Mit den Untersuchungen, die im Rahmen des R-Beton-Teilvorhabens Nr. 5 am Forschungsinstitut der Zementindustrie in Düsseldorf durchgeführt werden, sollen Nachweise erbracht werden, unter welchen produktions- und zementtechnischen Rahmenparametern feine RC-Gesteinskörnungen (Brechsande) als Hauptbestandteil im Zementherstellungsprozess eingesetzt werden könnten. Ziel des Vorhabens ist es unter anderem, einen "Leitfaden zur Verwendung von Brechsanden bei der Herstellung von Zement" - dem sogenannten R-Zement - zu erstellen. Darüber hinaus sollen anhand dauerhaftigkeitsrelevanter Parameter, die in Laborprüfungen ermittelt werden, Nachweise der Eignung von R-Zementen im Beton erbracht werden.

2 Zusammensetzung und Eigenschaften der R-Zemente

Zemente mit mehreren Hauptbestandteilen werden i.d.R. durch gemeinsames Mahlen bzw. durch getrenntes Mahlen und anschließendes Mischen der Haupt- und Nebenbestandteile sowie des Erstarrungsreglers hergestellt. Die wesentliche Grundlage der in diesem Projekt hergestellten R-Zemente (Laborzemente) bilden die Portlandzemente CEM I der Spenner Zement GmbH & Co. KG, die als Klinkerkomponente eingesetzt wurden und in den Festigkeitsklassen 42,5 R und 52,5 R zur Anwendung kamen. Die im R-Zement verwendeten Brechsande unterscheiden sich in ihrer Zusammensetzung (Herkunft), der Körnung und dem Aufbereitungsverfahren. Zur Anwendung kamen Brechsande aus der Aufbereitung von

- Gleisschotter (RU 04 T/UTG),
- Betonbruch (B 04 T/BTG) und
- Mauerwerksbruch (M 04 T/MTG)

1 Aim of the project

Through the efficient use of Portland cement clinker, cements with several main constituents provide a means of reducing CO_2 emissions in the production of cement. If cements with several main constituents, for which no practical building experience as yet exists in Germany, are to be used in concrete in accordance with DIN EN 206-1/DIN 1045-2, verification of the suitability of these for use in concrete must be furnished. The approval process usually involves checking the influence of the cements on durability-related parameters (e.g. chloride penetration, freeze-thaw resistance) under defined conditions (border mix formulations of concrete composition, preliminary storage of the test specimens, test method, evaluation criteria).

Fine recycled aggregates, so-called crushed sands, are not defined as main constituent in accordance with EN 197-1 (Section 5.2) and are therefore not allowed to be used in cement. Cements employing crushed sand as main constituent are subject to approval. The objective of the studies performed within the framework of the R-Beton sub-project no. 5 at the Research Institute of the Cement Industry in Düsseldorf is to provide verification of the production and cement-related parameters under which fine RC aggregates (crushed sands) could be used as main constituent in the cement production process. One of the aims of the project is to compile "Guidelines for the use of crushed sands in the production of cement" – known as R cement. In addition, verification of the suitability of R cements in concrete is to be furnished on the basis of durability-related parameters determined in laboratory experiments.

2 Composition and properties of R cements

Cements with several main constituents are generally produced by way of joint or separate grinding and subsequent mixing of the main constituents and supplementary cementitious materials, as well as the setting regulator. The R cements (laboratory cements) produced in this project were essentially based on Portland cements CEM I from Spenner Zement GmbH & Co. KG, which were employed as clinker component and used in strength classes 42,5 R and 52,5 R. The crushed sands used in the R cement differed in terms of their composition (origin), particle size and treatment method. Use was made of crushed sands obtained from the treatment of

- Sleepers (RC 04 T/CTG),
- Track ballast (RU 04 T/UTG),
- Crushed concrete (B 04 T/BTG) and
- Masonry rubble (M 04 T/MTG)

at Scherer & Kohl GmbH & Co. KG. After delivery, the crushed sands were dried and ground to a fineness of approximately 4000 cm²/g according to Blaine in an intermittently operating laboratory ball mill. Finally, the Portland cements were mixed with

Bahnschwellen (RC 04 T/CTG),

^{*}) Das Verbundforschungsprojekt "R-Beton – Ressourcenschonender Beton – Werkstoff der nächsten Generation" wird mit Mitteln des Bundesministeriums für Bildung und Forschung gefördert.

[&]quot;) "R-Beton – Resource-saving concrete – The next-generation material" is a collaborative research project funded by the German Federal Ministry of Education and Research.

der Scherer & Kohl GmbH & Co. KG. Die Brechsande wurden nach Anlieferung getrocknet und in einer diskontinuierlich arbeitenden Laborkugelmühle auf eine Feinheit von ca. 4000 cm²/g nach Blaine gemahlen. Schließlich wurden die Portlandzemente im Labor mit mehlfeinem Brechsand zu R-Zement gemischt. Es wurden Anteile von 10 M.-% bzw. 30 M.-% Brechsand im Zement eingestellt.

An allen R-Zementen wurden die Normdruckfestigkeiten im Alter von 2 und 28 Tagen (DIN EN 196) geprüft. Bild 1 zeigt beispielsweise die Druckfestigkeit der R-Zemente mit 30 M.-% Brechsand aus trockener Aufbereitung im Prüfalter 28 Tagen unter Verwendung der CEM I-Zemente 42,5 R und 52,5 R als Klinkerkomponenten. Aus dem Bild geht hervor, dass die Art des Brechsands keine signifikanten Auswirkungen auf die Druckfestigkeit der R-Zemente hatte, wenn CEM I 52,5 R als Klinkerkomponente verwendet wurde. Die Zemente erfüllten die Anforderungen an einen Zement der Festigkeitsklasse 42,5 R gemäß DIN EN 197-1 Tabelle 2. Wurden die R-Zemente in Kombination mit CEM I 42,5 R hergestellt, zeigten sich in Abhängigkeit von der Art des Brechsands Festigkeitsunterschiede von bis zu 10 N/mm². Gemäß DIN EN 197-1 Tabelle 2 erfüllten diese R-Zemente die Anforderungen der Festigkeitsklasse 32,5 R. Vergleichsweise hohe Normfestigkeiten wurden an den R-Zementen unter Verwendung des Brechsands aus Mauerwerksbruch (M 04 T/MTG) ermittelt.

3 Dauerhaftigkeit der Betone mit R-Zementen

Auf Basis ausgewählter R-Zemente mit 10 M.-% bzw. 30 M.-% Brechsand wurden Betone hergestellt und geprüft. Die Betone hatten folgende Zusammensetzungen:

B1: z = 300 kg/m³, w/z = 0,60,

B2: z = 320 kg/m², w/z = 0,50.

Der Widerstand der Betone B2 gegenüber eindringenden Chloriden wurde mithilfe des Migrationstests nach BAW-Merkblatt bzw. EAD 15001-00-0301 untersucht. Die Prüfkörper wurden bis zum Prüfalter von 35 d bzw. 98 d wassergelagert. Der Chloridmigrationskoeffizient der Betone wurde beispielsweise unter Verwendung der R-Zemente mit 30 M.-% bzw. mit 10 M.-% Brechsand in Kombination mit CEM I 42,5 R ermittelt. Die Ergebnisse der Untersuchungen sind in den Bildern 2 und 3 dargestellt.

Die Verwendung von 30 M.-% Brechsand als Zementhauptbestandteil führte im Prüfalter von 35 Tagen zu Chloridmigrationskoeffizienten von rd. $24 \cdot 10^{-12}$ m²/s bis $30 \cdot 10^{-12}$ m²/s. Nach 98 Tagen wurden bei diesen Betonen Migrationskoeffizienten von rd. $26 \cdot 10^{-12}$ m²/s bzw. $13 \cdot 10^{-12}$ m²/s ermittelt. Die niedrigsten Migrationskoeffizienten erreichte der Beton unter Verwendung des R-Zements mit Brechsand MTG (Mauerwerksbruch). Das in den Zulassungsverfahren des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) herangezogene Beurteilungskriterium für den Chloridmigrationskoeffizienten von $25 \cdot 10^{-12}$ m²/s im Prüfalter von 35 Tagen wurde in dieser Versuchsserie nur von diesem Beton eingehalten.

Wurde der Brechsandanteil der im Beton B2 verwendeten R-Zemente von 30 M.-% auf 10 M.-% verringert, erreichten die Migrationskoeffizienten im Prüfalter von 35 d Werte deutlich unterhalb der vom DIBt geforderten $25 \cdot 10^{-12}$ m²/s. Die Anforderungen an den Chlorideindringwiderstand für Anwendungen im Wasserbau ($\leq 10 \cdot 10^{-12}$ m²/s für XS1-2, XD1-2 bzw. $\leq 5 \cdot 10^{-12}$ m²/s für XS3, XD3) wurden nicht erreicht.

Unter Verwendung der R-Zemente mit 30 M.-% Brechsand in Kombination mit CEM I 52,5 R bzw. der R-Zemente mit 10 M.-% Brechsand in Kombination mit CEM I 42,5 R wurden Betone B2 zur Untersuchung der inneren Gefügeschädigung (relativer dynamischer E-Modul) im CIF-Test hergestellt. Die Herstellung der Probekörper und der Ablauf der Prüfung erfolgten gemäß CEN/TR 15177. Die Prüfungen wurden über 56 Frost-Tau-Wechsel durchgeführt. In Deutschland wurden Kriterien für Abwitterungen (CF-Test) und Kriterien für die innere Gefügeschädigung (CIF-Test) von der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) im Merkblatt "Frostprüfung von Beton" festgelegt.

Bild 4 zeigt den Verlauf des relativen dynamischen E-Moduls der Betone B2 in Abhängigkeit von der Anzahl der Frost-Tau-



Bild 1: 28-d-Druckfestigkeit der R-Zemente mit 30 M.-% gemahlenem Brechsand aus trockener Aufbereitung in Kombination mit CEM I 42,5 R bzw. CEM I 52,5 R

Figure 1: 28-day compressive strength of R cements with 30 mass % ground dry process crushed sand in combination with CEM I 42,5 R and CEM I 52,5 R

finely ground crushed sand in the laboratory to obtain R cement. Proportions of 10 mass % and 30 mass % crushed sand were set in the cement. The 2 and 28-day standard compressive strengths were tested on all R cements (DIN EN 196). By way of example, Fig. 1 shows the compressive strength of the R cements with 30 mass % dry process crushed sand at a test age of 28 days with use of the CEM I cements 42,5 R and 52,5 R as clinker components. As can be seen from the illustration, the type of crushed sand had no significant influence on the compressive strength of the R cements when CEM I 52,5 R was used as clinker component. The cements met the requirements for a cement of strength class 42,5 R in accordance with DIN EN 197-1 Table 2. If the R cements were produced in combination with CEM I 42,5 R, up to 10 N/mm² differences in strength were obtained depending on the type of crushed sand. According to DIN EN 197-1, Table 2, these R cements met the requirements of strength class 32,5 R. Comparatively high standard strengths were found for the R cements using crushed sand from masonry rubble (M 04 T/MTG).

3 Durability of concretes using R cements

Concretes were produced and tested on the basis of selected R cements with 10 mass % and 30 mass % crushed sand. The compositions of the concretes were as follows:

B1: $c = 300 \text{ kg/m}^3$, w/c = 0.60,

B2:
$$c = 320 \text{ kg/m}^2$$
, $w/c = 0.50$.

Resistance of the concretes B2 to chloride penetration was investigated by means of the migration test specified by the Federal Waterways Engineering and Research Institute Code of Practice and EAD 15001-00-0301. The test specimens were stored in water up to a test age of 35 d and 98 d. The chloride migration coefficient of the concretes was determined using the R cements with 30 mass % and 10 mass % crushed sand in combination with CEM I 42,5 R for example. The results of the investigations are shown in Figs. 2 and 3.

The use of 30 mass % crushed sand as main cement constituent resulted in chloride migration coefficients of approx. $24 \cdot 10^{-12}$ m²/s to $30 \cdot 10^{-12}$ m²/s at a test age of 35 days. After 98 days, migration coefficients of around $26 \cdot 10^{-12}$ m²/s and $13 \cdot 10^{-12}$ m²/s were determined for these concretes. The lowest migration coefficients were obtained for the concrete using R cement with crushed sand MTG (masonry rubble). This concrete was the only one in this test series to comply with the chloride migration coefficient of $25 \cdot 10^{-12}$ m²/s at a test age of 35 days used as assessment criterion in the approval processes of the German Institute for Building Technology.



Bild 2: Chloridmigrationskoeffizienten der Betone B2 unter Verwendung der R-Zemente mit 30 M.-% trocken aufbereitetem Brechsand in Kombination mit CEM I 42,5 R im Prüfalter von 35 d und 98 d, Betone mit z = 320 kg/m³, w/z = 0,50

Figure 2: Chloride migration coefficients of concretes B2 using R cements with 30 mass % dry process crushed sand in combination with CEM I 42,5 R at a test age of 35 d and 98 d, concretes with $c = 320 \text{ kg/m}^3$, w/c = 0.50

Wechsel. Wie daraus hervorgeht, hat nur der Beton, der mit dem R-Zement C 10 MTG aus 10 M.-% Mauerwerksbrechsand und CEM I 42,5 R hergestellt wurde, das maßgebliche Beurteilungskriterium für den CIF-Test eingehalten. Es wurde nach 28 Frost-Tau-Wechseln ein relativer dynamischer E-Modul von > 75 % erzielt. Die Betone, die auf Basis der anderen R-Zemente hergestellt wurden, haben das Beurteilungskriterium für die innere Gefügeschädigung nicht eingehalten.

Aus Bild 5 geht hervor, dass drei von vier Betonen (R-Zemente mit 30 M.-% Brechsand und CEM I 52,5 R) das Beurteilungskriterium für den CIF-Test nach Merkblatt "Frostprüfung von Beton" eingehalten haben. Der Beton, der mit dem R-Zement Z 30



Bild 4: Relativer dynamischer E-Modul der Betone B2 im CIF-Test in Abhängigkeit von der Anzahl der Frost-Tau-Wechsel, R-Zemente mit 10 M.-% trocken aufbereitetem Brechsand in Kombination mit CEM I 42,5 R, Betone mit z = 320 kg/m² und w/z = 0,50 Figure 4: Relative dynamic modulus of elasticity of the concretes B2 in the CIF test as a function of the number of freeze-thaw cycles, R cements with 10 mass % dry process crushed sand in combination with CEM I 42,5 R, concretes with c = 320 kg/m² and w/c = 0.50



Bild 3: Chloridmigrationskoeffizienten der Betone B2 unter Verwendung der R-Zemente mit 10 M.-% trocken aufbereitetem Brechsand in Kombination mit CEM I 42,5 R im Prüfalter von 35 d und 98 d, Betone mit z = 320 kg/m³, w/z = 0,50

Figure 3: Chloride migration coefficients of concretes B2 using R cements with 10 mass % dry process crushed sand in combination with CEM I 42,5 R at a test age of 35 d and 98 d, concretes with c = 320 kg/m³, w/c = 0.50

On reducing the proportion of crushed sand in the R cements used in the concrete B2 from 30 mass % to 10 mass %, the migration coefficients attained values well below the level of $25 \cdot 10^{-12}$ m²/s required by the German Institute for Building Technology at a test age of 35 days. The requirements for resistance to chloride penetration for waterways engineering applications ($\leq 10 \cdot 10^{-12}$ m²/s for XS1-2, XD1-2 and $\leq 5 \cdot 10^{-12}$ m²/s for XS3, XD3) were not attained. R cements with 30 mass % crushed sand in combination with CEM I 52,5 R and R cements with 10 mass % crushed sand in combination with CEM I 42,5 R were used to produce B2 concretes for examination of the internal microstructural damage (relative dynamic modulus of elasticity)



Bild 5: Relativer dynamischer E-Modul der Betone B2 im CIF-Test in Abhängigkeit von der Anzahl der Frost-Tau-Wechsel, R-Zemente mit 30 M.-% trocken aufbereitetem Brechsand in Kombination mit CEM I 52,5 R, Betone mit z = 320 kg/m² und w/z = 0,50 Figure 5: Relative dynamic modulus of elasticity of the concretes B2 in the CIF test as a function of the number of freeze-thaw cycles, R cements with 30 mass % dry process crushed sand in combination with CEM I 52,5 R, concretes with c = 320 kg/m² and w/c = 0.50



Bild 6: Abwitterungen der Betone B1 im Würfelverfahren in Abhängigkeit von der Anzahl der Frost-Tau-Wechsel, R-Zemente mit 30 M.-% trocken aufbereitetem Brechsand in Kombination mit CEM I 42,5 R, Betone mit $z = 300 \text{ kg/m}^2$ und w/z = 0,60 Figure 6: Scaling of the concretes B1 employing the cube method as a function of the number of freeze-thaw cycles, R cements with 30 mass % dry process crushed sand in combination with CEM I 42,5 R, concretes with c = 300 kg/m² and w/c = 0.60

UTG (Gleisschotter) hergestellt wurde, hat das maßgebliche Beurteilungskriterium nicht eingehalten. An den anderen Betonen wurde im CIF-Test ein relativer dynamischer E-Modul von > 75 % nach 28 Frost-Tau-Wechseln erzielt.

Die Abwitterungen der Betone zeigen nur geringe Unterschiede in Abhängigkeit von der Art der Brechsande. Bild 6 ist zu entnehmen, dass bei Anwendung von R-Zement mit 30 M.-% Brechsand in Kombination mit CEM I 42,5 R die Abwitterungen mit maximal 4,7 M.-% auf niedrigem Niveau lagen. Bei der Anwendung von R-Zementen im Beton wurde der in den Zulassungsprüfungen des DIBt verwendete Grenzwert für Abwitterungen von 10 M.-% nach 100 Frost-Tau-Wechseln mit Abstand eingehalten.

4 Ausblick

Zur Überprüfung der Übertragbarkeit der Ergebnisse an Laborzementen wurden R-Zemente großtechnisch hergestellt. Portlandzementklinker, Sulfatträger und Brechsand (Mauerwerksbruch) wurden im Rahmen eines Betriebsversuchs im Zementwerk gemeinsam gemahlen. Zur Mahlung wurde eine im Kreislauf mit Sichter betriebene Kugelmühle verwendet. Im R-Zement wurden Brechsandgehalte von 8 M.-% bis 15 M.-% eingestellt. Die Untersuchungen an den großtechnisch hergestellten R-Zementen werden zeigen, welchen Einfluss ein gemeinsames Mahlverfahren bzw. die Zusammensetzung eines Brechsands aus selektivem Rückbau auf die Eigenschaften der R-Zemente sowie auf die Dauerhaftigkeit der mit ihnen hergestellten Betone haben können. in the CIF test. The test specimens were produced and testing was performed in accordance with CEN/TR 15177. Testing was conducted over the course of 56 freeze-thaw cycles. In Germany, criteria for scaling (CF test) and criteria for internal microstructural damage (CIF test) are stipulated in the Federal Waterways Engineering and Research Institute (BAW) "Freeze-thaw testing of concrete" Code of Practice.

Fig. 4 shows the profile of the relative dynamic modulus of elasticity for the concretes B2 as a function of the number of freezethaw cycles. As can be seen, the only concrete to comply with the definitive assessment criterion for the CIF test was the R cement C 10 MTG made from 10 mass % masonry crushed sand and CEM I 42,5 R. A relative dynamic modulus of elasticity of > 75 % was attained after 28 freeze-thaw cycles. The concretes produced on the basis of the other R cements failed to comply with the assessment criterion for internal microstructural damage.

Fig. 5 shows that three of the four concretes (R cements with 30 mass % crushed sand and CEM I 52,5 R) complied with the assessment criterion for the CIF test in accordance with the "Freeze-thaw testing of concrete" code of practice. The concrete produced with the R cement Z 30 UTG (track ballast) did not conform to the definitive assessment criterion. A relative dynamic modulus of elasticity of > 75 % after 28 freeze-thaw cycles was obtained for the other concretes in the CIF test. The scaling of the concretes differs only slightly depending on the type of crushed sands. Fig. 6 shows that there was only a low level of scaling (max. 4.7 mass %) when using R cement with 30 mass % crushed sand in combination with CEM I 42,5 R. When R cements were used in the concrete, the 10 mass % limit value for scaling after 100 freeze-thaw cycles employed in the German Institute for Building Technology approval tests was met.

4 Outlook

R cements were produced on an industrial scale to check the transferability of the results obtained with laboratory cements. Portland cement clinker, sulphate agent and crushed sand (masonry rubble) were jointly ground in the course of a full-scale operational trial at the cement plant. For grinding, use was made of a ball mill operated in a closed circuit with a separator. Crushed sand contents of 8 mass % to 15 mass % were set in the R cement. The studies conducted on the industrially produced R cements will show the possible influence of a joint grinding process and of the composition of crushed sand from selective demolition on the properties of the R cements and on the durability of the concretes made with these. Ingmar Borchers, Christoph Müller, Maik Seidel, Düsseldorf

Alkali-Kieselsäure-Reaktion: Einstufung nach AKR-Richtlinie – ein Hemmnis?^{*)}

Alkali-silica reaction: Classification according to alkali guidelines – a hindrance?^{*)}

1 Introduction

1 Einleitung

In Deutschland ist bei Gesteinskörnungen nach DIN EN 12620 [1] die Alkaliempfindlichkeitsklasse anzugeben, damit durch den Betonhersteller ggf. vorbeugende Maßnahmen angewendet werden können, um Schäden infolge einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) zu vermeiden. Bis zur Alkali-Richtlinie, Ausgabe 2007 [2] waren bei rezyklierten Gesteinskörnungen, die nicht einer unbedenklichen Alkaliempfindlichkeitsklasse zugeordnet werden konnten, Maßnahmen nach Alkali-Richtlinie für E III-O-Gesteinskörnungen anzuwenden (Tabelle 1) [3]. Seit 2007 sind diese Gesteinskörnungen in die Alkaliempfindlichkeitsklasse E III-S einzustufen [2, 4, 5]. Dadurch änderten sich auch die Anforderungen an die vorbeugenden Maßnahmen. Im R-Beton-Projekt (Teilvorhaben 5) wird diese Änderung durch AKR-Performance-Prüfungen an Betonen überprüft.

2 AKR-Performance-Prüfungen

Zur Überprüfung der in Tabelle 1 eingefärbten Maßnahmen bei E III-S-Gesteinskörnungen wurden mit rezyklierten Gesteinskörnungen drei ungünstig zusammengesetzte Betone gemäß Tabelle 2 hergestellt. Ungünstig bedeutet, dass die Voraussetzung für eine schädigende AKR durch alkaliempfindliche Gesteinskörnungen und einen hohen Alkaligehalt des Zements gegeben sind. Der AKR-Widerstand der Betone wurde mit AKR-Performance-Prü-

^{*}) Das Verbundforschungsprojekt "R-Beton – Ressourcenschonender Beton – Werkstoff der nächsten Generation" wird mit Mitteln des Bundesministeriums für Bildung und Forschung gefördert. " "R concrete – Resource-saving concrete – The next-generation material" is a collaborative research project funded by the German Federal Ministry of Education and Research.

In Germany, for aggregates in accordance with DIN EN 12620 [1]

the alkali reactivity class has to be declared to enable the concrete

producer to take any action necessary to prevent damage arising

from alkali-silica reaction (ASR). Prior to the 2007 issue of the al-

kali guidelines [2], action based on the alkali guidelines for E III-O

aggregates (highly alkali-reactive) had to be taken for recycled ag-

gregates which could not be assigned to a safe alkali reactivity class

(non-reactive) (Table 1) [3]. Since 2007 these aggregates have been

assigned to alkali reactivity class E III-S (alkali-reactive) [2, 4, 5].

This also resulted in a change of the preventive measures. In the

R concrete project (sub-project 5), this change is checked by way

To check the preventive measures marked in colour in Table 1 for

E III-S aggregates, three concrete mixes of unfavourable compo-

sition were produced with recycled aggregates in accordance with

Table 2. Unfavourable means that the prerequisites for deleterious

ASR have been created in the form of alkali-reactive aggregates

and a high alkali content of the cement. The ASR resistance of the

concrete mixes was examined with ASR performance tests. The ASR performance test method used was the 60 °C concrete test

of ASR performance tests on concrete mixes.

2 ASR performance tests

with and without alkali supply.

sole 1. measures to prevent deleterous arkan-since reaction in concrete in accordance with the arkan guidelines [1]							
Alkali roactivity class	Cement content	Preventive measures for moisture class					
Aikaii reactivity class	in kg/m³	WO (dry)	WF (moist)	WA (moist + alkali supply)			
E I, E I-O, E I-OF, E I-S	No stipulation		None				
E II-O			None	Low-alkali cement			
E III-O	≤ 330	None	Low-alkali cement	Replacement of the aggregate			
E II-OF	> 330	None	Low-alk	ali cement			
E III-OF			Low-alkali cement	Replacement of the aggregate			
	≤ 300		None	None			
E III-S	≤ 350	None	None	Low-alkali cement or expert opinion ¹⁾			
	> 350	None	Low-alkali cement or expert opinion ¹⁾	Replacement of aggregate or expert opinion ¹⁾			

Tabelle 1: Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton nach Alkali-Richtlinie [1] Table 1: Measures to prevent deleterious alkali-silica reaction in concrete in accordance with the alkali guidelines [1]

¹⁾ Particularly well qualified specialists are to be commissioned with the production of an expert opinion.

Tabelle 2: Betonzusammensetzungen
Table 2: Concrete compositions

	Concrete mix 1	Concrete mix 2	Concrete mix 3		
Moisture class	WF	w	Ά		
Cement	350 kg/m³	300 kg/m³	350 kg/m³		
Na ₂ O equivalent	1.13 mass %	1.13 mass %	0.58 mass %		
Water-cement ratio	0.48	0.50 0.50			
0/2	30 vol.	% natural sand E I (Rhine sand)			
2/8	40 vol. % crushed concrete from cubes from VDZ outdoor exposure site	40 vol. % crushed concrete from recycling plant			
8/16	30 vol. % crushed concrete from cubes from VDZ outdoor exposure site	30 vol. % crushed concrete from recycling plant			

94

fungen untersucht. Als AKR-Performance-Prüfverfahren wurde der 60 °C-Betonversuch mit und ohne Alkalizufuhr verwendet.

Der Beton 1 der Feuchtigkeitsklasse WF (feuchte Umgebung) wurde mit dem "60 °C-Betonversuch ohne Alkalizufuhr" geprüft [6]. Der Prüfablauf entspricht dem 60 °C-Betonversuch nach Alkali-Richtlinie, Anhang C [5]. Das Verfahren ist bereits seit 2004 in Frankreich in AFNOR P 18-454 [7] genormt und wird dort, wie auch in der Schweiz, zur Bewertung der Alkalireaktivität von Betonen angewendet [8].

Die Betone 2 und 3 der Feuchtigkeitsklasse WA (feuchte Umgebung + Alkalizufuhr von außen) wurden mit dem "60 °C-Betonversuch mit Alkalizufuhr" von außen geprüft [6]. Das Prüfverfahren war an den Festlegungen zu Maßnahmen der Alkali-Richtlinie kalibriert worden. Die Festlegungen der Alkali-Richtlinie spiegeln die Erfahrungen mit Betonen in Deutschland wider, die entweder keine AKR-Schäden aufweisen oder mit denen nachweislich AKR-Schäden aufgetreten sind. Um die Alkalien von außen dem Beton zuzuführen, lagerten die Betonprismen zeitweise in einer 3%igen Natriumchlorid-Lösung (NaCl).

Die rezyklierte Gesteinskörnung des Betons 1 wurde aus Betonwürfeln gewonnen, die für AKR-Untersuchungen viele Jahre im Außenlager des VDZ lagerten. Die Betone wurden seinerzeit mit einem Gemisch aus 15 % sehr alkaliempfindlichem Kies mit Opalsandstein und Flint 2/8 der Alkaliempfindlichkeitsklasse E III-O – E III-OF und 85 % Rheinkiessand der Alkaliempfindlichkeitsklasse E I hergestellt. Dies ist eine Referenz-Gesteinskörnung, die in der Vergangenheit auch zum Nachweis der NA-Eigenschaften von Zementen verwendet wurde.

3 Erste Ergebnisse

Erste Ergebnisse zeigen, dass bei rezyklierten Gesteinskörnungen die aktuellen (E III-S)-Maßnahmen nicht in allen Fällen ausreichend sein können. Es erscheint angebracht, rezyklierte Gesteinskörnungen wie vor 2007 in die Alkaliempfindlichkeitsklasse E III-O einzustufen, wenn die Zuordnung der in der rezyklierten Gesteinskörnung enthaltenden natürlichen Gesteinskörnung in eine unbedenkliche Alkaliempfindlichkeitsklasse nicht möglich ist. Concrete mix 1 of moisture class WF (moist environment) was examined by performing the 60 $^{\circ}$ C concrete test without alkali supply [6]. The test procedure corresponds to the 60 $^{\circ}$ C concrete test in accordance with the alkali guidelines, annex C [5]. The method has been standardised in France since 2004 in AFNOR P 18-454 [7] and is employed both in France and in Switzerland to assess the alkali reactivity of concretes [8].

Concrete mixes 2 and 3 of moisture class WA (moist environment + external alkali supply) were tested with the "60 °C concrete test with external alkali supply" [6]. The test procedure was calibrated on the basis of the preventive measures given in the alkali guidelines. The stipulations of the alkali guidelines reflect the experience gained with concrete compositions in Germany which either do not exhibit any ASR damage or with which ASR damage has verifiably occurred. To provide an external supply of alkali to the concrete, the concrete prisms were stored for a period of time in a 3 % sodium chloride solution (NaCl).

The recycled aggregate of concrete mix 1 was obtained from concrete cubes which had been stored on the VDZ outdoor exposure site for many years for ASR test purposes. At the time, the concrete mixes were produced with a mixture of 15 % highly alkali-reactive gravel with opaline sandstone and flint 2/8 of alkali reactivity class E III-O – E III-OF and 85 % Rhine gravel and sand of alkali reactivity class E I (non-reactive). This is a reference aggregate which has also been used in the past to verify the low-al-kali properties of cements.

3 Initial results

Initial results indicate that the current (E III-S) measures may not always be adequate for recycled aggregates. It would appear to be appropriate to classify recycled aggregates in alkali reactivity class E III-O (highly alkali-reactive), as was the case prior to 2007, if it is not possible to assign the natural aggregate contained in the recycled aggregate to a safe alkali reactivity class (non-reactive).

Literatur / Literature

- DIN EN 12620 2013-07. Gesteinskörnungen für Beton: Deutsche und Englische Fassung prEN 12620:2013
- [2] DAfStb-Richtlinie Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton (Alkali-Richtlinie). Ausgabe 2007
 [3] DAfStb-Richtlinie Beton nach DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 mit rezyk-
- [3] DAfStb-Richtlinie Beton nach DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 mit rezyklierten Gesteinskörnungen nach DIN 4226-100: Teil 1: Anforderungen an den Beton für die Bemessung nach DIN 1045-1. Ausgabe Dezember 2004
- [4] DAfStb-Richtlinie Beton nach DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 mit rezyklierten Gesteinskörnungen nach DIN EN 12620: Teil 1: Anforderungen an den Beton für die Bemessung nach DIN EN 1992-1-1. Ausgabe September 2010
- [5] DAfStb-Richtlinie Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton (Alkali-Richtlinie). Ausgabe 2013
- [6] Borchers, I.; Müller, Ch.: Praxisgerechte Pr
 üfung der Alkaliempfindlichkeit von Betonen f
 ür die Feuchtigkeitsklassen WF und WA in AKR-Performance-Pr
 üfungen. beton 64 (2014) H. 10, S. 403–409
- [7] AFNOR P 18-454 Béton Réactivité d'une formule de béton vis-à-vis de l'alcali réaction – Essai de performance, Association Française de Normalisation, Paris 2004
- [8] Merkblatt SIA 2042 Vorbeugung von Schäden durch die Alkali-Aggregat-Reaktion (AAR) bei Betonbauten, 2012

Betontechnische Berichte – Sachverzeichnis 1960 bis 2018

Die Beiträge in Mehrjahresbänden sind jeweils unter dem letzten Jahr aufgeführt.

AASHO Road Test	1961 / 226 1962 / 128	Alkalireaktion (Forts.)		Ausbesserungen (auch Instandsetzung)	1961 / 267 1962 / 76
abgelagerte Zemente	siehe Zementalter	– Schadenanalyse (Bauwerk)	1997 / 110 ff. 133		1963 / 115 ff. 1969 / 129 ff.
Abaleichen	1970 / 96 f.	Altbeton	1983 / 17 ff.		1970 / 52 f. 1979 / 104 ff.
	1975 / 67 ff.			A 11"1	
Abmessen	1976 / 146 f.	amerikanische Betongüter	1962 / 127 1964 / 141 ff.	Ausbluhungen	1960 / 89 f. 1962 / 37 ff.
Abnutzwiderstand	1961 / 138	amerikanische Zemer	ite	Ausbreitmaß	1985 / 18 ff.
	1963 / 102 ff.		1962 / 131		57 ff.
	1968 / 98		1964 / 31		120 ff.
			1966 / 21 ff.		134 ff.
	1972 / 192				1997 / 64 ff.
	1970 / 108	angreifende Wässer u	ınd Böden		/2 ff.
	1979/ 77 п.	siehe chemische	Widerstandsfähigkeit		2009 / 71 ff. 93 ff
Abplatzen	2016 / 39 ff.	Anmachwasser	1963 / 153 ff.		00 11.
		(auch Zugabewasser)	1965 / 136	– bei Estrich	1991 / 25 f.
Abschirmbeton siehe	Strahlenschutzbeton		2000 / 49 ff.		2009 / 93 ff.
			2003 / 59 ff.		
Absetzen (Sedimentati	ion)			 Prüftechnik 	1985 / 57 ff.
	1960 / 117	– magnet. Behandlun	g 1969 / 136 ff.		1991 / 43 ff.
	1961 / 18/ ff.			(si	ehe auch Konsistenz)
	1964 / 110 1070 / 19 ff	Annahmekennlinie	1969 / 98 ff.		
	19/9/ 18 TT.			Ausfallkörnung	1968 / 92 f.
	1997 / 501.	Ansteifen	1981 / 145 ff.		1974 / 163 ff.
	2000 / / 11.		1983 / 169 ff.		
			1985 / 117 ff.	Ausfallwahrscheinlich	keit siehe Statistik
ADSIGNUSTAKIOF siehe I	Luftporen-Kennwerte		131 #.		1005 / 100
Abwasserbeseitigung	1997 / 99		1991 / 200	Ausgangskonsistenz	1985 / 120 140 ff.
Adaptration	2012 / 7 ff	– Einflussgrößen	1985 / 121 ff.		2009 / 93 ff.
Ausorption	2012 / / 11.		142 f.	A	2000 / 122 ff
Algophowyobs	1072 / 117 ff		2009/ 93 11.	Ausgasung	2000 / 123 11.
Algenbewuchs	1972 / 117 11.	Prüfvorfahron	1095 / 57 ff	Augalaiahafaughta	1071 / 24
Alkalizaaktion	1062 / 111 ff		1905 / 57 fl. 125 f	Ausgleichsteuchte	1971 / 24 1975 / 107 ff
Alkaliteaktion	1903 / 111 II. 1964 / 116 f		120 ff		1375/10/11.
	1904 / 110 1. 1973 / 101 ff	(s	iehe auch Konsistenz)	Ausquesheton	1961 / 112 ff
	153 ff.	(5		Augussbeton	305
	1974 / 71 ff.	Anstriche	1962 / 27 ff.		1962 / 145
	1979 / 96 ff.		57 f.		1971 / 27
	1988 / 57 ff.		1963 / 94 f.		99
	1997 / 109		104		
	117		1967 / 106	Auslaugung	1988 / 149 ff.
	133		1970 / 51 f.		172
	145		1974 / 157 ff.		1994 / 93 f.
	2003 / 136 f.		1981 / 51 ff.		1997 / 39 f.
	145 ff.				2003 / 195
	191 ff.	Arbeitsfugen	1961 / 118 f.		
	2006 / 69 ff.		1964 / 33 f.	Auspressen	1961 / 114
	2012 / 59 ff.				177 ff.
	69 ff.	Arbeitslinien siehe Spann	nungs-Dehnungs-Linie		305
	δ I Π.	A 1 1 . 1 .			1962 / 77
	2010 / 39 TT. 2016 / 51 ff	Arbeitsvermögen si	ehe Energieaufnahme		141
	2010/ 3111.	A . I	1070 / 157		143
- Prüfvorfahren /Lahar	-)	Asbestzement	1976/157		1904 / 30
	/ 1007 / 112 ff	Atomore alst - v			104 1070 / 01 ff
	177	Atomreaktor	siehe Reaktorbau		1970 / ZIII. 1972 / 51 ff
	2006 / 69 ff.	Auflast haim Büttala	1060 / 62 f		1997 / 39 f
	,	Aunasi Denn Ruttelli	1300 / 031.		,

Ausschalfristen	1968 / 99 1972 / 195	Beschichten (Forts.)	130 ff. 1973 / 125 ff.	Betoneigenschaften (Fo	orts.)
Autoklav-Versuch	1971 / 79 f.	Beschleuniger	1979 / 108 ff. siehe Zusatzmittel	– bei hohen Temperaturen	1961 / 132 ff.
Baryt	1961 / 101 ff.	Beständigkeit	1962 / 191 f. 1963 / 85 ff	– bei tiefen Temperatu	ren 1970 / 60 ff
Barytbeton	1961 / 110 ff. 125		1964 / 175 f. 1966 / 21 ff.		1981 / 17 ff.
Baugrund	1962 / 141 ff.		1972 / 33 ff. 1976 / 164 ff.	Betonfestigkeitsklasse	n siehe Betongüte
Baunormen			1979 / 61 ff. 1981 / 141 ff.	Betonforderung	1962 / 177 ff. 1965 / 144 ff.
– DIN 1045	1968 / 83 ff.		1988 / 79 π. 186 ff.	Betonformsteine	siehe Formsteine
	127 п. 1969 / 106 ff. 1972 / 173 ff.		162 f. 171 ff. 1997 / 79	Betongefüge	2000 / 25 ff. 2003 / 121
	2003 / 19 ff. 2009 / 7 ff. 71 ff.		2000 / 111 ff. 145	– Prüfung	1994 / 39 f.
– DIN EN 197	2003 / 10		2003 / 19 ff. 55	Betongüte	1960 / 91 ff. 1961 / 139 272 f
– DIN 1164	1968 / 21 ff. 1969 / 53 1971 / 55 ff. 1997 / 7 ff. 2003 / 133 ff		2006 / 17 ff. 29 ff. 69 ff. 2009 / 7 ff. 71 ff. 2012 / 69 ff.		1962 / 127 1964 / 188 ff. 1967 / 71 f. 1968 / 85 ff. 1969 / 85 ff.
	2009 / 7 ff. 71 ff.	(siehe auch Abnutzwiders chemische Widerstandsf	2015 / 21 ff. 31 ff. stand, Alkalireaktion, ähigkeit, Dauerfestig-		1970 / 165 ff. 1972 / 182 ff. 1979 / 52 1983 / 109 f.
– DIN 4030	1968 / 96 ff. 127 ff. 1985 / 49	keit, Erosionswiderstand Frost-Tausalz-Widerstand, Kavitationswiderstand, Ko	, Feuerbeständigkeit, Frostwiderstand, prrosionsschutz)	Betonierabschnitte	1961 / 115 ff. 1964 / 33 ff.
– DIN 4102	1978 / 71 ff.	Beständigkeitsfaktor	1962 / 95 ff.	Betonpfähle	1962 / 143 f.
– DIN 4108	1976 / 42 ff.	Beton B I	1972 / 185 ff.		1968 / 41 ff.
– DIN 4226	1968 / 91	Beton B II	1972 / 187 f.	betonschädliche Wäss	er Niderstandsfähigkeit
– DIN 18551	1973 / 139 ff.	Betonanwendung		Betonschutz	1967 / 85 ff
– EN 206	2012 / 69 ff.	– Expositionsklassen	2003 / 21 f. 2009 / 7 ff. 71 ff	Deterioritatz	1968 / 139 1970 / 51 f.
 Internationale (siehe auch Richtlin) 	ien und Merkblätter)	Cooundhoit	2000 / 122 ff	(siehe auch Anstriche, Beschi	1973 / 125 ff. chten, Imprägnieren)
Bauordnungsrecht	2015 / 95 ff.	- Gesundheit	135	Betonsplittbeton	1983 / 21 ff.
Behälter	1970 / 58 f. 1971 / 21 f.	– Umwelt	2000 / 111 135	Betonsteine	1962 / 69 ff. 1967 / 143 ff.
	1970 / 311. 1981 / 18 f. 1991 / 107	Betonbauqualität	2015 / 95 ff.	Betonstraßen	1961 / 221 ff. 1962 / 81
Belastungsgeschwin-	1961 / 57 f.	Betondeckung sid	ehe Korrosionsschutz		1965 / 21 ff. 31 ff.
digkeit	1963 / 74 1964 / 83 1971 / 47	 Prüfverfahren Betoneigenschaften 	1988 / 101 ff.		2000 / 111 2009 / 39 ff. 2016 / 51 ff
	2009 / 57 ff.	Deteneigensenation	1967 / 63 ff.	(siehe	auch Straßenbeton)
Bergbau siehe Grubenausbau	und Schachtausbau		1976 / 150 ff. 1997 / 102	Betontemperatur	1960 / 35 ff. 1961 / 9 ff
Bergsenkung	1962 / 142 f.		2003 / 33 f. 53 f.		120 ff. 129 ff.
Beschichten	1962 / 76 1963 / 118 ff. 1967 / 88 ff.		2009 / 7 ff. 71 ff.		282 ff. 1962 / 105 ff. 1963 / 37 ff.
	1969 / 41 ff.	 bei Erschütterungen 	1981 / 66 ff.		153 ff.

Betontemperatur (Forts.)	170 1964 / 22 ff	Betonzusammensetzu	Ing (Forts.) 93	Brandversuche	1962 / 80
	38 ff. 163 f.		157 185	Brechsand	2016 / 89 ff.
	1967 / 41 ff. 68 f.		2009 / 7 ff. 57 ff.	Bruchsteinbeton	1960 / 114
	1968 / 146 ff.		71 ff.	Bruchverhalten	1970 / 83 ff.
	1969 / 74 ff.		2015 / 21 ff. 49 ff.		1971 / 33 ff. 164 ff.
	1973 / 85 f.		67 ff.		1972 / 152 ff.
	1974 / 151 ff.		2016 / 17 ff.		1974 / 47 ff.
	1975 / 17 tt.	Zomontloimachalt	1007 / 64 f		1976 / 153 f.
	1981 / 17 ff.	- Zementienngenati	1997 / 041.		1978 / 31 ff.
	141 ff.	 nachträgliche 	1968 / 35 ff.		1979 / 38 f.
	159 f.	Bestimmung	1972 / 21 ff.		1981 / 24
	1983 / 135 f. 187 ff		1981/3/π.		1991/5/π.
	1985 / 125	Betriebsfestigkeit	1981 / 133 ff.	Brückenwiderlager	1964 / 53
	145 I. 1994 / 135	Bettungsbeton	1960 / 112 ff.		1908 / 145 11.
	187 ff.	December 10 and 10	1070 / 117 ((C₃A-Gehalt	1960 / 104
	2009 / 5/ ff. 71 ff	Bewuchsbeseitigung	19/2 / 11/ п.		1966 / 34 ff. 1971 / 84 ff
(siehe auch Feuerbeständigkeit u	und Wärmedehnung)	Biegezugfestigkeit	1960 / 44 ff.		1981 / 152 ff.
Manager	1000 / 15 4 55		1961 / 42 f.		1000 / 00
– Wessverfahren	1968 / 154 ff. 1970 / 185 ff		205 252 ff	Calciumsilicat	1983 / 63
	1994 / 128 f.		1962 / 124 f.	Carbonatisierung	1960 / 83 ff.
			1963 / 59 ff.		115
Betonwaren	1964 / 107		1964 / 165 f.		1962 / 48 ff.
	111 1965 / 206 ff		1970 / 101 ff. 1985 / 106 ff		1963 / 107
	1905 / 200 11.		1905 / 100 11.		1972 / 47
– Rohre	1994 / 53 ff.	 bei Erschütterunger 	n 1981 / 76 ff.		125 ff.
	1997 / 99	hai hahan	1000 / 100 f		1976 / 167
Retonzusammensetzur	na	– bei nonen Temperaturen	1962 / 106 1.		1988 / 21 ff. 87 ff
Dotonizadaninionootzai	1960 / 107 ff.	Tomporataron			186 f.
	1961 / 137 ff.	 Prüfverfahren 	1963 / 72 ff.		1991 / 144 f.
	1962 / 24 ff.	Rindemittel	1960 / 102		181 209 f
	167 ff.	Bindefinitier	1962 / 105		1994 / 173 ff.
	1963 / 64 ff.				1997 / 145
	89 ff.	Binghamsche Flüssig	keit		2000 / 21
	143 ff. 165 ff		19/2 / 53 1973 / 24 f		2006 / 29 ff. 2009 / 7 ff
	1964 / 27 ff.		1976 / 126 ff.		71 ff.
	73 ff.				
	1965 / 137 ff.	Bioklimatik	1975 / 143 ff.	 Prüfverfahren 	1988 / 28 f.
	1966 / 63 ff.		1970 / 197 11.		2009 / 7 ff.
	120 ff.	Blähton	1964 / 143 ff.		71 ff.
	157 ff.		1965 / 40 ff.		4070 / 50 %
	1967 / 26 f.	Bodonverfestigung	1961 / 1/1 ff	CEB-Regelwerk	1979 / 50 ff.
	1968 / 88 ff.	bodenvenestigung	223 ff.	chemische	1962 / 25 f.
	1970 / 121 ff.		1962 / 63 ff.	Widerstandsfähigkeit	t 147 ff.
	1973 / 144 ff.		1963 / 175 ff.		1963 / 96 ff.
	1976 / 136 ff.		19/3 / 41 ff.		1966 / 33 ff.
	1985 / 123 f.		1370 / 17 11.		85 ff.
	1988 / 87 ff.	Böschungsschutz	siehe Uferbefestigung		1968 / 41 ff.
	1994 / 158	Debala	1001 / 010 1		127 ff.
	190 f. 218 ff	Bonrkerne	1961 / 219 f. 1970 / 95 ff		1970 / 33 ff. 1971 / 92 ff
	1997 / 64		13707 3311.		1975 / 57 ff.
	69	Brand	2016 / 39 ff.		91 ff.
	2000 / 43	Prondaooc	1070 / 22 ff		1976 / 166 f.
	93 114 f.	Branuyase	1370/ 33 11.		1979 / 71 ff.
	2003 / 21 f.	Brandschutz	1978 / 71 ff.		1985 / 41 ff.

chemische Widerstandsfähigke	it (Forts.) 1991 / 76 f	chemische Widerstandsfähigke	it (Forts.)	chemische Widerstandsfähig	keit (Forts.)
– angreifende Wässer und Böden	1960 / 120 f. 1961 / 267 f. 1962 / 147 ff. 1967 / 24 ff. 1968 / 127 ff. 1975 / 57 ff.	– Meerwasser	1963 / 102 1966 / 39 ff. 1967 / 31 f. 1968 / 42 ff. 1976 / 167 1978 / 95 ff. 1979 / 73	– Zemente mit hoh Sulfatwiderstand	em (Forts.) 1966 / 33 ff. 1967 / 30 f. 1968 / 31 137 1971 / 83 ff. 1979 / 73
chemische Widerstandsfähigke	t (Forts.)	– Öleinwirkung	1963 / 98 f. 1966 / 172 f. 1967 / 22		1979 / 73 1981 / 91 ff. 2003 / 173
– angreifende Wässer und Böden	91 ff. 1976 / 167 1979 / 72 ff. 1988 / 117 ff. 1994 / 75 139 ff.	– Prüfung	1968 / 130 1994 / 142 ff. 2003 / 172 183 f.	Chlorid-Diffusion	1960 / 37 ff. 1978 / 100 ff. 1991 / 142 f. 165 f. 2000 / 145 ff. 2009 / 7 ff.
– Ammonium	1994 / 71 ff.	– Puzzolanzusatz	1960 / 104 1964 / 115 f. 1979 / 74	Chloridgehalt	71 ff. 1967 / 37
– Angriffsgrad	1967 / 23 ff. 1968 / 131 ff.	– Salzlösungen	1963 / 97 f.		1970 / 37 ff. 1991 / 166
	1972 / 191 f. 1988 / 117 f. 1994 / 83		1976 / 21 f. 1978 / 97 ff. 1979 / 72 ff.	Dachausbildung	1963 / 53 ff.
Potonzucommon	1060 / 120 f	Säuroongriff	1062 / 25 ff	Dampfhärtung	1961 / 274
setzung	1960 / 120 1. 1961 / 267 f.	– Saureangrin	1962 / 25 fl. 147 ff.	(siehe	auch Warmebehandlung)
	1962 / 25 f. 147 f.		1963 / 97 ff. 1967 / 21 ff.	Dampfmischen	1974 / 151 ff.
	1967 / 19 ff.		1968 / 136 1970 / 33 ff	Darrversuch	1981 / 36
	1968 / 41 f.		1975 / 57 ff.	Daubensilos	1961 / 215 ff.
	135 ff. 1972 / 192 f. 1976 / 166 f.		91 ff. 1979 / 75 ff. 1985 / 41 ff.	Dauerfestigkeit	1971 / 28 40
	1978 / 97 ff. 1979 / 73 ff. 1994 / 74		1988 / 117 ff. 1997 / 103 ff. 2003 / 181 ff.		1974 / 175 1976 / 57 ff. 155 f.
– Brandgase	1970 / 33 ff.	 Schutz von Beton 	1967 / 85 ff. 1968 / 139	(1981 / 129 ff. 1988 / 215 ff. siehe auch Beständigkeit)
- Chlorid-Diffusion	1970 / 37 ff. 1978 / 100 ff.		1973 / 125 ff. 1988 / 123	Dauerhaftigkeit	2012 / 69 ff.
– Chloridgehalt	2012 / 81 ff.		1997 / 106		2016 / 7 ff.
 Einwirkung chemischer Stoffe (Übersicht) 	1963 / 96 ff. 1967 / 108 ff.	– Sulfatangriff	1966 / 33 ff. 1967 / 22 ff. 1968 / 137		79 ff. 89 ff. 93 ff
	1007 / 00 (1971 / 83 ff.	(siehe auch Beständigkeit)
– Gase	1967 / 22 f. 86		1975 / 57 п. 1976 / 166 f.	Dauerhaftigkeitskla	ssen
	1968 / 129 1970 / 22 f		1979 / 72 ff.		2015 / 95 ff.
	1970 / 33 1. 1978 / 100 ff.		2003 / 169 ff.	Deckwerk	1962 / 67 ff.
	1988 / 185 1.	 Sulfatwiderstand 	2012 / 69 ff.		1967 / 143 II. 1978 / 22 ff.
 Kalkgehalt des Zements und Zusch 	1962 / 147 ff. lags	– Tausalzeinwirkung		Dehnung	siehe Formänderungen
– kalklösende	1962 / 148 ff.	siehe Fros	t-Tausalz-Widerstand	dichter Beton	1960 / 116 ff.
Kohlensäure	1967 / 27 ff.	 weiches Wasser 	1967 / 22		1961 / 107
	91 ff.		1906 / 130 1978 / 99 f.		207 ff.
	1976 / 167 1985 / 41 ff	– Zemente mit hohem	1960 / 104		268 1962 / 24 f
	1988 / 124 ff.	Sulfatwiderstand	1962 / 148 ff.		1964 / 118
	1994 / 72		1963 / 102 1964 / 115 f.		175 1966 / 145 ff.

dichter Beton (Forts.)	1967 / 26 f. 76 ff. 1968 / 95	Druckfestigkeit (Forts.)	1972 / 135 ff. 182 ff. 1976 / 62 ff.	Eigenspannungen (siehe auch Gefüge-, Schwind- spannungen)	1960 / 73 ff. und Temperatur-
	1971 / 157 ff. 1972 / 191 f. 1975 / 112 ff. 1976 / 163 1983 / 148 f. 1988 / 41 ff. 81 ff. 1994 / 63 f.		137 153 ff. 1981 / 112 f. 1983 / 21 ff. 109 f. 137 ff. 157 ff. 1985 / 103 ff.	Eignungsprüfung	1961 / 290 1962 / 83 1964 / 158 1968 / 100 1970 / 175 f. 1972 / 196 1973 / 149
	1997 / 102 f. 2003 / 185 199 2006 / 17 ff.		1988 / 89 ff. 224 1991 / 140 178 f.	Einbringen des Betons	1961 / 114 ff. 1962 / 35
	2009 / 57 ff.		1994 / 43 47 61		1963 / 115 ff. 1964 / 33 ff. 1965 / 147
– organische Flüssigkeiten	1991 / 114 1994 / 151 ff. 213 ff.		82 123 171 f.		1966 / 188 f. 1973 / 145 f. 1974 / 139 ff.
 Prüfverfahren 	1991 / 115 1994 / 57 f. 160		187 ff. 225 f. 1997 / 72 ff. 2000 / 18 f.	Eindringen/Flüssigkeite	en 1994 / 162 ff. 213 ff.
Diffusion	1988 / 43 ff. 127 ff.		2009 / 11. 19 ff. 57 ff	Einheiten-Systeme	1978 / 105 ff.
	130 f. 164 f.		71 ff. 93 ff.	Einpressmörtel	1961 / 177 ff. 1977 / 165 ff.
	1994 / 56 ff. 155	– bei Erschütterungen	2015 / 31 ff.	– Prüfverfahren	1961 / 187 1965 / 210
Dispergierung		– hei hohen	1962 / 106 f		1977 / 172 ff. 1981 / 150 f.
 Silicastaub 	2003 / 127 ff.	Temperaturen	1969 / 24 ff. 36	Einpressungen	siehe Auspressen
Dolomit	1962 / 155 f.		1971 / 27 1976 / 34 f.	Eis (Eigenschaften)	1970 / 60 f.
Dreistoffbindemittel	1960 / 102	– bei tiefen	1970 / 61 ff.	Eisenerze	1961 / 101 f.
Druckfestigkeit	1960 / 44 ff. 110 ff. 120 ff	Temperaturen	1981 / 21 f.	Eisenportlandzement	1971 / 60 f. 1983 / 88
	1961 / 27 ff. 205	Mikrohörto	154 1092 / 41 ff	Elastizitätsmodul	1960 / 76 ff. 1961 / 175 f.
	219 f. 253 ff. 285 ff	 – Mikronane – Schnellprüfung 	1963 / 41 II. 1961 / 273 ff.		212 1964 / 167 ff. 1965 / 54 ff
	1962 / 83 ff. 123 ff.	Druckkraftaufnahme	siehe Kraftableitung		1963 / 54 ff. 107 f. 1967 / 55 ff.
	170 1963 / 41 ff. 141 ff. 162	dynamische Bean- spruchungen	1981 / 62 ff. 130 ff.		76 1968 / 72 ff. 1970 / 65 ff.
	1964 / 155 ff.	Durchlässigkeit			139 ff.
	1965 / 36 f. 106	– Prüfverfahren	1988 / 149 ff. 1994 / 219 f.		119 ff. 157
	1966 / 115 ff. 139 ff.	Eigenfeuchte			162 ff. 1972 / 156
	1967 / 55 ff. 65 ff.	– Beton	1968 / 113 ff. 1970 / 99 ff.		1974 / 47 f. 1976 / 74 f.
	1968 / 85 ff. 113 ff.		1981 / 27 2009 / 93 ff.		159 f. 1977 / 39 ff.
	85 ff.	– Gesteinskörnung	1966 / 89 ff. 1974 / 91 ff		1978 / 37 ff. 1981 / 22 ff. 120
	165 ff. 1971 / 139 ff.		137 1976 / 146		1983 / 23 ff. 139 f.
	151 ff.				1985 / 89 ff.

Elastizitätsmodul (Forts.)	1988 / 225 1994 / 45 2000 / 21 2009 / 7 ff	Fallrohrleitungen Faserbeton	1962 / 177 ff. 1969 / 78 ff. 1974 / 45 ff	Feuchtigkeitseinfluss	1981 / 25 ff. 141 ff. 1988 / 199 f. 220 f
	57 ff. 51 ff.		1976 / 37 f. 157		1994 / 216
– Bestimmungs-	93 ff. 1970 / 146 ff.		1978 / 50 ff. 1979 / 29 ff. 1981 / 27 f.	Feuc	htigkeitsgehalt 2016 / 29 ff. 39 ff.
verfahren	1971 / 119 ff.		101 ff. 1983 / 155 ff	siehe auch Ausgleichsfeuc	the und Eigenfeuchte
 Modellvorstellunger 	n 1970 / 152 ff.		1985 / 73 ff.	Feuchtigkeitsklasse	2015 / 39 ff.
elasto-plastischer Stof	f 1978 / 34 ff.	Faserverteilung und -orientierung	1985 / 94 ff.	Feuerbeständigkeit	1962 / 79 ff. 1964 / 176
elektrostatische und -magnetische Felder	1975 / 144 ff. 1978 / 157 ff.	Fehlerverteilungskurv	e siehe Statistik		1965 / 111 1969 / 21 ff.
Energieaufnahme	1974 / 48 ff. 1978 / 32 ff. 1979 / 35 ff	Festigkeitsentwicklung	g 1960 / 29 ff. 1961 / 9 ff.		35 f. 1976 / 168 1978 / 71 ff.
	1981 / 143 1983 / 157 ff. 1985 / 108 ff		201 ff. 241 ff. 273 ff.	Feuerbeton	1969 / 27 ff.
	1991 / 57 ff.		1963 / 45 f. 69 f. 127 ff	Feuerungsbau	1969 / 21 ff. 35 f.
Enteisungsmittel	1979 / 65 f.		137 ff.	Feuerwiderstandsklas	se
Entmischen	1961 / 114		1964 / 77 ff. 162 ff		1978 / 74 ff.
	1962 / 180 f. 1974 / 139		1965 / 132 150	FIP-Kongress 1970	1970 / 133 ff.
Entsalzungsanlagen	1978 / 93 ff.		1966 / 115 ff. 1967 / 35 f.	Flachdach	1963 / 53 ff.
Epoxidharz	1962 / 73 ff.		1969 / 67 ff. 1971 / 73 ff.	Flechtenbewuchs	1972 / 117 ff.
	1967 / 97 ff.		1973 / 147 f. 1975 / 130	Fließbeton	1974 / 21 ff. 143 ff.
Erddämme	1962 / 64 ff.		1976 / 57 ff.		1977 / 87 f.
	1973 / 41 ff. 1978 / 20 ff.		107 ff. 155		149 ff. 1983 / 113 ff.
Erbörtungen rüfunge	1062 / 82		19// / 149 ff. 1978 / 43 ff.	Fließestrich	1991 / 21 ff.
Emartungsprutung	1962 / 83 1968 / 99 f.		1988 / 183 f. 222 f.	Fließmittel	siehe Zusatzmittel
	1971/ б5 П.		1994 / 188 f.		
Erosionswiderstand	1969 / 115 ff.		1997 / 151 2000 / 25 ff.	Fließverhalten von Zementleim	1973 / 26 ff. 1976 / 123 ff.
Erschütterungen (siehe a	1981 / 61 ff. nuch Schlagfestigkeit)		68 f. 2003 / 68 150	Flotationsverfahren	1981 / 40 ff.
Fretarron	1961 / 132		162	Flugasche	1981 / 47
	1901 / 132		2009 / 7 ff.		1983 / 64 ff.
	1964 / 99 ff.		57 ff.		1988 / 176 ff.
	1968 / 28 f.		71 ff.		1991 / 83 ff.
	1971 / 62 ff.		93 11.		15/11. 1997 / 58 f
	1981 / 145 Π. 1983 / 169 ff	Festigkeitsklassen des	Betons		2003 / 150 f.
	1985 / 119 ff.	Ū	siehe Betongüte		171
	131 ff.	Facticksite wardsish	1062 / 122 ff		185
– Prüfverfahren	1981 / 147 ff.	Festigkeitsvergleich	1962 / 123 п.		2009 / 7 ff. 71 ff.
	,,	Festigkeitsverhältnis	1963 / 78 ff.	_, .	
– Sulfatträger	1981 / 154 ff.		1964 / 87 ff.	Flugaschezement	1983 / 79 ff.
	1983 / 173 ff. 1985 / 122 f		1965 / 55		2009 / / 11.
	1988 / 200		1968 / 71 f.	Flüssiggasbehälter	1970 / 57 ff.
			1970 / 124 ff.		1981 / 18 f.
Erstprüfung	2016 / 61 ff.		1981 / 114 f.	.	
Eatrich	2000 / 02 #		1991 / 68	Fordern des Betons	1962 / 177 ff.
ESUICII	2009 / 93 ff.	Feuchtemessung	2016 / 29 ff.		1966 / 188 f.

Fördern des Betons (Forts.) 1972 / 109		Frost-Tausalz- 1976 / 165 Widerstand (Forts.) 1977 / 55 ff.		Frühfestigkeit siehe Fe	estigkeitsentwicklung
	194		157 ff. 1983 / 101 ff.	frühhochfester Beton mit Fließmittel	1977 / 149 ff. 1983 / 113 ff
Formänderungen	1970 / 65 ff. 1971 / 33 ff		1991 / 189 208 f	Eugon (Massanhatan)	1069 / 170 ff
	123 ff.		1994 / 33 ff.	rugen (massenbelon)	1900 / 170 11.
	1974 / 47 ff. 1976 / 158 ff.		1997 / 97 ff.	Fugenabstand	1963 / 56 f. 1964 / 26 f.
	1977 / 17 ff. 29 ff.		2000 / 22 2003 / 68		37 1968 / 173
	1978 / 34 ff.		2009 / 7 ff. 39 ff	F 1.11	1000 / 170
	1979 / 381. 1981 / 22 ff.		71 ff.	Fugenausbildung	1973 / 132 ff. 1981 / 56 ff.
	111 tt. 1983 / 158 f.	(sieh	e auch Frostwiderstand)	Füller	1983 / 64 ff.
	1985 / 89 ff. 1991 / 57 ff	 Prüfverfahren 	1977 / 60 ff. 1994 / 37 f.		1988 / 175 ff.
	1994 / 181 ff.		2000 / 85 ff. 2009 / 7 ff	Füllungsgrad	1978 / 60 ff.
	140		71 ff.	Gärfuttersilos	1961 / 215 ff.
	2003 / 36 139	Frost-Tau-Wechsel-P	Prüfung		1962 / 23 ff.
	174 f. 2009 / 57 ff		1962 / 93 ff. 1963 / 92 f.	Gasbeton (Porenbeton	i) 1004 / 111
(siehe auch Alkalireaktio Frostdehnung, Kriechen, (on, Elastizitätsmodul, Quellen, Querdehnung,		1965 / 171 ff. 209 ff.		1964 / 111
Schwinden, Wärmedehnung)		1976 / 80 ff.	Gasemission von Ausgangsstoffen	2000 / 123 ff.
Formsteine	1960 / 25 f. 1961 / 49 ff		1977 / 60 fl. 1994 / 37 f.	andiabter Daten	1061 / 107
	1963 / 173 ff.		2006 / 17 ff. 2009 / 7 ff.	gasuichter beton	1961 / 107 1962 / 24 f.
Formsteinringe	1961 / 72 ff.		71 ff.		1976 / 163 f.
Formstein-Silo	1962 / 31 ff.	Frostwiderstand	1960 / 9 ff. 118 ff.	– Permeabilität	1988 / 37 ff. 81 ff.
Fraktile	siehe Statistik		1961 / 268 f. 1962 / 97 ff.		185 f. 1991 / 127 ff.
Fremdüberwachung	1972 / 197		1963 / 87 ff. 127		1994 / 62 96
Frischbeton	2003 / 159 2009 / 171 ff		1964 / 175 f. 1965 / 185 ff.		1997 / 103 2003 / 199
	2003 / 71 ff.		1966 / 26 ff.	- Diffusion	1988 / 13 ff
	2016 / / ff.		1968 / 95 f.	- Diffusion	1994 / 63
– Analyse	1977 / 105 ff. 1981 / 33 ff.		1970 / 89 ff. 1971 / 115 f.	 Pr üfverfahren 	1988 / 38 f.
- Recycling	2003 / 59 ff		1972 / 38 ff. 191 f.		82 1991 / 130 ff.
– Temperatur	2003 / 95 f		1976 / 79 ff. 164 f.	(siehe	auch dichter Beton)
Frostbeständigkeit	sishe Freetwiderstand		1977 / 56 ff. 1979 / 62 ff	Gefrierpunkt	1962 / 161 1970 / 60 f
Frostdobpung			1983 / 30		1981 / 21 f.
Flostdennung	1960 / 119 1961 / 191		1988 / 184 1. 1991 / 146 f.	Gefrierverfahren (Tiefb	bau)
	1962 / 164 1976 / 166		165 172 f.		1962 / 142
Frostschutzschicht	1961 / 223 f.		206 f. 1994 / 33 ff.	Gefügeschädigung	1997 / 109 ff. 121 f.
Frost-Tausalz-	1962 / 150 ff.		174 2000 / 21		136 f. 2000 / 116 f
Widerstand	1963/ 95 f. 1965/ 73 ff.		2003 / 55 2006 / 17 ff.		2006 / 17 ff.
	161 ff. 185 ff		2009 / 7 ff. 71 ff	Gefügespannungen	1960 / 75 ff.
	1966 / 26 ff.		2016 / 79 ff.		1967 / 53 ff. 1972 / 135 ff.
	1967 / 81	(siehe auch Fr	ost-lausalz-Widerstand)	(siehe auch Schwindspannung	2009 / 57 ff. gen und Temperatur-
	1968 / 95 f. 1971 / 115 f.	 Prütverfahren 	2000 / 85 ff. 2009 / 7 ff.	spannungen)	
	1972 / 191 f.		71 ff.		

Geh	nwegplatten	1965 / 161 ff. 208 f.	Gesteinskörnung _(Forts.) (früher "Zuschlag")		Grubenausbau (Forts.)	188 1965 / 129 ff. 1970 / 23 ff
		1900 / 49	– Ausnutzbarkeit	1983 / 95 ff.		1970 / 2311.
Gel	poren	siehe Porenraum	 Betonsplitt 	1983 / 17 ff.	– Richtlinien	1965 / 155 ff.
Ges	taltseinfluss	1961 / 53 ff.	- Figenfeuchte	1966 / 89 ff	Gründungen	1962 / 142 f.
		2191. 294 f.	Ligomodomo	1974 / 91 ff.	grüner Beton	1971 / 151 ff.
		1962 / 124 ff.		137 1976 / 146		1973 / 67 ff.
		1964 / 85 ff		, -	Güteklassen	
		1971 / 129 ff.	 – Einfluss des 	1971 / 139 ff.	siehe Betongüte bzw. Zem	nentnormenfestigkeit
		156	Größtkorns	1978 / 134 ff.	0	4004 / 070 55
		1972 / 44 f.	- alastischa	1970 / 151	Guteprutung	1961 / 2/3 ff.
		19/6 / 62	Eigenschaften	1983 / 23 ff.		1302 / 03
		1991/ 081.	go	1994 / 207		1968 / 100
Ges	teinskörnung	1962 / 155 f.				1969 / 93 ff.
(frü	her "Zuschlag")	1963 / 66	 – für Feuerbeton 	1969 / 27		1971 / 65 ff.
		88		35 f.		1972 / 111 f.
		92 f.	- Froetwiderstand	1062 / 88		195 IT. 1972 / 150 f
		111 ff.		1903 / 00 1976 / 79 ff		1977 / 21
		1964 / 75 f.		142		2003 / 7
		1905 / 133 Π. 1/2		1979 / 63 ff.		,
		199		1983 / 30	Haftfestigkeit	1962 / 76
		1966 / 89 ff.				1964 / 118
		140	– kristallwasserhaltige	19/1 / 25 ff.		176 f.
		1967 / 29 f.		19/5/21		1967 / 66 2000 / 120 f
		1968 / 69	 Lagerstätten 	1983 / 95 ff.		2000 / 120 1.
		91		1997 / 117 ff.	Haftmittel	1979 / 106
		19/2 / 1/5 ff.		133 ff.		
		1976 / 141 ff.		1000 / 50	Haufwerksporigkeit	2000 / 112 ff.
		1978 / 138 ff.	- leichte	1960 / 59	Haunthestandteil	2016 / 89 ff
		1979 / 68 ff.		1964 / 140 f.	Thauptbestanuten	2010/ 0311.
		1983 / 17 ff.		150 ff.	Härte	1983 / 41 ff.
		84 ff. 95 ff		1965 / 38 ff.		
		1985 / 42 ff		101 ff.	Häufigkeitsverteilung	siehe Statistik
		122		196/ / 5/	haißar Zamant	1061 / 122 f
		2012 / 59 ff.		19/4 / 95 111 ff	neiser Zement	1901 / 132 1.
		2015 / 49 ff.		121 ff.	heißes Anmachwasser	· 1963 / 153 ff.
		67 ff.		133 ff.		
		2016/51 Π.		1976 / 143	Hitzewiderstand	1972 / 192
– A	lkali-Carbonat-	1963 / 111	– Sand	2012 / 59 ff.	hochfester Beton	2003 / 157 ff.
Re	eaktion	1979 / 100 ff.				2016 / 7 ff.
		1997 / 145 11.	 schwere 	1961 / 101 f.	(siehe auch UI	trahochfester Beton)
– A	Ikali-Silikat-Reaktio	n		125	Hochleistungsbeton	
		1963 / 111		1370 / 142	nocineistungsbeton	
		1964 / 116 f.	– Wassergehalt	1975 / 21 ff.	 – Säurewiderstand 	2003 / 185 f.
		1973 / 101 ff.	-	2003 / 50		
		153 ff.		4070 / 00 6	Hochofenzement	1971 / 60 f.
		1976 / 142	 Zement-Zuschlag- Realition 	19/9/ 99 f.		1981 / 91 ff.
		1979 / 96 ff.	ΠΕακιΙΟΠ			2003 / 185
		1988 / 58 ff.	Gipsgehalt	1961 / 265		2009 / 7 ff.
		1997 / 109 ff.				19 ff.
		117 ff.	Gleitbeiwert	1967 / 122 ff.		71 ff.
		133 TT. 2006 / 60 ff	Griffiakoit	1067 / 101 #	Hüttanhima	1060 / 107
		2000/0311.	Grinigkeit	1907 / 121 TT. 1979 / 20 ff	nuttendims	1965 / 29 ff
– au	us Altbeton	1983 / 17 ff.				1000 / 00 11.
		2003 / 47 ff.	Größtkorn siehe Ko	rnzusammensetzung	Hüttensand	1971 / 60
	_		_ .			1983 / 64 ff.
– au	us Reststoffen	1994 / 102	Grubenausbau	1960 / 26 f.		2003 / 133 ff.
		2003 / 29 TT.		1901 / 49 ff.		150 2009 / 7 ff
		1		1302 / 02		∠003/ /II.

Hüttensand (Forts.)	71 ff. 2012 / 7 ff. 2016 / 17 ff	Kälteschock	1970 / 70 f. 1981 / 24 ff.	Konsistenz (Forts.)	1963 / 21 ff. 158 ff. 165
Hydratation	1960 / 29 f	Kalkfahnen	siehe Ausblühungen		1964 / 102 f. 114
Tyurutution	109	Kalkgehalt	1960 / 83 1961 / 44 f.		156 ff. 207 ff.
	201 ff.		1962 / 147 ff.		1965 / 138 f.
	1962 / 24		1967 / 27 ff.		1966 / 28
	1963 / 47		1983 / 64 ff.		90 1969 / 94
	1960 / 148 1967 / 37 f	Kalkhydrat	1962 / 105		1908 / 94 1971 / 155 ff
	1969 / 67 ff.	Raikityarat	1002 / 100		1972 / 108
	1976 / 107 ff.	Kalkstein	1962 / 155 f.		188 f.
	150 ff.		1983 / 82 ff.		1974 / 21 ff.
	1981 / 152 ff.		1985 / 43 f.		144 ff. 1076 / 149
	1983 / 63 ff.		1991 / 1 / 1 ff. 195 f		1978 / 140 1978 / 122 ff
	1/3 II. 1988 / 200 ff		2006 / 29 ff.		1981 / 112
	1994 / 116 f.		2009 / 71 ff.		145 ff.
	2003 / 71 ff.		2012 / 7 ff.		1983 / 113 ff.
	2006 / 55 ff.		2015 / 21 ff.		1985 / 17 ff.
	2015 / 31 ff.		2016 / 1/ ff. 79 ff		117 ff
Hydratationswärme	1961 / 99 f		75 11.		131 ff.
riyuratationswarme	1301 / 331.	Kalorimetrie	1970 / 181 ff.		144
	1964 / 30 ff.		1994 / 125 ff.		1988 / 175 ff.
	1968 / 30		2000 / 61 ff.		1991 / 1/8 202 f
	1970 / 179 ff.	Kalturaaar Varauah	1069 / 20		202 I. 1997 / 57 f
	19/1 / 85 ff.	Kallwasser-versuch	1908 / 30		61
	1994 / 115 ff.				72 ff.
	187 ff.	Kanaldichtung	1978 / 22		2000 / 42 f. 2003 / 66
	73	Kapillarporen	siehe Porenraum		99 103
	160 2009 / 19 ff	Kavitationswiderstand	1969 / 115 ff.		119 f. 2006 / 7 ff.
– Messverfahren	1970 / 185 ff	Kelly-Vail-Verfahren	1981 / 36 f.		2009 / 7 ff. 71 ff.
	1971 / 86 1994 / 125 ff.	keramischer Stabilisat	or 1969 / 27 f.		93 ff. 2015 / 49 ff.
		Karafauahta			07 11.
hydraulische Erhartun	g 1983 / 63	Kermeuchte	siehe Eigenfeuchte	 Pr üfverfahren 	1985 / 17 ff.
	1903 / 03	Kernreaktor	siehe Reaktorbau		1991 / 43 ff.
hydraulischer Radius	1961 / 208				2000 / 44 2003 / 107 f
		Kleben	1962 / 77		2003 / 107 1. 2006 / 7 ff.
Hydrophobierung	1975 / 118 ff.		1963 / 122) (a what has a constant of the second secon	1005 / 100
ideal-elastischer Stoff	1978 / 34 ff.	Klinkerphasen	1961 / 44 1981 / 152 ff.	– vornaitemais	1985 / 120 144
Imprägnieren	1965 / 73 ff.		1983 / 63	Konstruktions-	1964 / 127 ff
	181		172	Leichtbeton	1965 / 35 ff.
	204 ff.		2003 / 79 ff.		99 ff.
Inhibitor	1969 / 64	Kochbehandlung	1961 / 274 ff		1967 / 57 ff.
minoitor	1303 / 04	Roombonanalang	1001 / 27 4 11.		19/4 / 111 ff. 121 ff
Injektionen	siehe Auspressen	Kochversuch	1968 / 30		133 ff.
			1971 / 77 f.		1976 / 143
Innenrüttler	1960 / 124	Kolloidzomont	1061 / 177		1991 / 57 ff.
	1902 / 87 11.	Kondenswasser	1962 / 39 ff.	(siel	ne auch Leichtbeton)
innere Oberfläche	1961 / 208		1963 / 54 f.	Kontaktzone	1972 / 145 ff.
					1978 / 47 ff.
Instandsetzung sie	ehe Ausbesserungen	Konformität	2012 / 69 ff.		1979 / 34 1983 / 51 ff.
ISO-Normung	1979 / 44 ff.	Konsistenz	1961 / 113 242 ff	Kornzusammensetzun	a ,
junger Beton	1971 / 151 ff. 1973 / 67 ff.		1962 / 169 f. 181		

103

Kornzusammensetzung	g (Forts.)	Kriechen	1960 / 80 f.	Leichtbeton (Forts.)	
	108 f. 139 f.		1964 / 23 169 ff.	– Eignungsprüfung	1974 / 126 ff.
	1962 / 168		1965 / 58 ff.		
	1963 / 67 f.		108 f.	– Erzeugung in den US	SA
	1964 / 29 f.		1970 / 67	0 0	1964 / 132 f.
	75 f.		1971 / 29		
	113 ff.		1976 / 158 ff.	– Kraftfluss	1967 / 53 ff.
	156		1977 / 17 ff.		1971 / 35 f.
	1965 / 47		29 ff.		123 ff.
	106		1981 / 122 ff.		1972 / 143 ff.
	134		1983 / 26 ff.		
	178		142 ff.	– Kriechen	1974 / 91 ff.
	200 ff.		2003 / 55		
	1968 / 92 f.		2009 / 57 ff.	– Merkblätter	1974 / 111 ff.
	1970 / 158 f.				
	1971 / 139 ff.	kritische	1971 / 40 ff.	– Mischungsaufbau	1964 / 153 ff.
	1972 / 175 ff.	Beanspruchung	1976 / 154	C	1965 / 104 ff.
	1974 / 163 ff.				1967 / 61 f.
	1976 / 142	Kühlen des Betons	1964 / 38 ff.		1974 / 112 ff.
	1978 / 134 ff.				122 ff.
	1981 / 47	Labormischer	1978 / 57 ff.		134 ff.
	1983 / 62				1976 / 139 ff.
	97 ff.	Lagerungseinfluss	1961 / 27 ff.		
	116 f.		134	– Normung in den US/	4
			1962 / 124 ff.		1964 / 140 ff.
Körperschalldämmung	1976 / 26 ff.		1963 / 69 ff.		
	, , .		1964 / 78 ff.	– Schwinden	1974 / 91 ff.
Korrosionsschutz	1960 / 83 ff.		1965 / 150		
	114 ff.		1966 / 128 ff.	 Spannbeton 	1964 / 179 f.
	1961 / 138		166		
	1962 / 108		1968 / 120 ff.	– Wirtschaftlichkeit	1964 / 138 ff.
	1963 / 106 ff.		1970 / 114 ff.		
	1964 / 119 f.		1975 / 128 ff.	- Zuschlag siehe Gest	einskörnung, leichte
	177		1994 / 119 f.		
	1965 / 110	(siehe au	ch Nachbehandlung)	Leimgehalt	2015 / 87 ff.
	1966 / 44 ff.				
	1967 / 36 ff.	Lasteinleitung	1963 / 73	Leitfähigkeit, elektrisch	e
	1968 / 46		1964 / 63		1994 / 11 ff.
	98		80 ff.		1997 / 84 ff.
	1969 / 57 ff.		1971 / 38		
	1970 / 36 ff.		123 ff.	Liegezeit	1979 / 19 ff.
	1972 / 47 f.				2015 / 49 ff.
	125 ff.	Lastkollektiv	1981 / 133 ff.		67 ff.
	189 f.				
	1978 / 100 ff.	Le-Chatelier-Versuch	19/1 / 78 f.	Lösungsgeschwindig-	1988 / 123 ff.
	1979 / 56 ff.			keit, spezifisch	145 f.
	83 ff.	Leichtbeton	1960 / 59 ff.		
			127 ff.	LP-Beton siehe Frost	-Tausalz-Widerstand
– Chloridgehalt	1970 / 36 f.		1964 / 107 ff.		1000 / 101
	1978 / 100 ff.		12/ ff.	LP-Zement	1962 / 131
	1979 / 89 ff.		1965 / 35 ff.		1964 / 106
	2000 / 145 ff.		99 ff.	luftalaktriaaba Caldar	107E / 142 ff
			196// 5/ff.	luffelektrische Felder	1975 / 143 ff.
 Metall in Beton 	1979 / 85 ff.		19/4 / 111 ff.		1978 / 157 π.
			121 ff.		1000 / 0.55
 Ursachen von 	1963 / 106 ff.		133 ff.	Lungenalt (LP-Genalt)	1960 / 9 П. 110
Korrosion	1969 / 57 ff.		1976 / 143 f.		118
	1979 / 84 ff.	(siehe auch Konsti	ruktions-Leichtbeton)		1061 / 245 ff
	1997 / 79	Apwondungogohisto	1064 / 122 ff		1901 / 243 II. 1062 / 101 ff
	2000 / 145 ff.	– Anwendungsgebiete	1904 / 133 11.		1902 / 101 11.
Kuaftalala'ta sa s	1007 / 50 66	Pomooourra	1064 / 140		130 150 ff
Kraftableitung	1967 / 53 ff.	– Bemessung	1904 / 142 177 ff		1062 / 60
	19/1/ 35 f.		I// П. 1001 / Е7 Ц		1 00 / CUEI
	123 ff.		1331/ 5/11.		031. 197 f
	1972 / 135 11.	- Figenschaften	1960 / 120 ff		1964 / 105 ff
	19/0 / 152 1.		1960 / 130 II. 1964 / 160 ff		1965 / 72
	1978 / 31 ff.		1904 / 100 II. 1965 / 52 ff		1909 / /S 1Q1
	19/9/34		1000 / 03 II. 106 ff		101 100 ff
Krafteinleitung	sigha Lastainleiture		1967 / 50 ff		1966 / 27 ff
Kattenneitung	siene Lasteimeitung		1977 / 192 ff		76 f
			10/7/12011.		701.

Luftgehalt (LP-Gehalt)	(Forts.)	Maracaibo-Brücke	1962 / 143 f.	Mischen	1963 / 35
	1968 / 96		1964 / 199		44 ff.
	19/1 / 113 ff.	Maßeinheiten	1978 / 105 ff		1972 / 194 1974 / 151 ff
	1973 / 95 ff.	Wabenmenten	1370 / 103 11.		1976 / 147 f.
	1976 / 138	Massenbeton	1961 / 89 f.		1978 / 57 ff.
	1977 / 59 ff.		99 f.		1981 / 63 f.
	1979 / 67 f.		117 ff.		1985 / 124
	1981 / 170		1964 / 21 ff.		144 f.
	1983 / 136		1968 / 145 ff.	Misshaumäße	1070 / 02 #
	1994 / 46 f.	Meerwasserhauten	1963 / 102	wischergroße	1978/ 63 П.
	2003 / 94	Weerwasserbaaten	1966 / 39 ff.	Mischungsentwurf	
	99		1967 / 31 f.	siehe Betonzusammensetzung	g bzw. Stoffraumrech-
	2009 / 7 ff.		1968 / 33 ff.	nung	
	39 ff.	N.A	1070 / 02 #	Mischzeit	1963 / 61 ff
	71 ff.		1978/ 93 П.	Wildenzeit	1964 / 159
	2015 / 7 ff.	saizungsanlagen			1976 / 147
Maaayarfahran	1062 / 171	Mehlkorn	1960 / 101 ff.		1981 / 160 f.
- Messvertanren	1962 / 171 1962 / 128 ff		1964 / 113 ff.		1985 / 144 f.
	1903 / 120 11.		1968 / 94		2003 / 94
	1966 / 82 f.		1972 / 113 ff.		99
	1975 / 51 f.		181 f.		2009 / 39 ff.
	1977 / 60 ff.		19/3 / 8/ T.		2015 / 11. 2016 / 61 ff
	1979 / 68		1975 / 110 1983 / 97 ff		2010/ 0111
	2009 / 39 ff.		1988 / 175 ff.	Model Code	1979 / 52 ff.
	2015 / / ff.		1997 / 58 f.		
Luftporenheton	2015 / 7 ff	(siehe auch Kor	nzusammensetzung)	NA-Zement	1973 / 110 ff.
Luitporenbeton	2015 / 7 ff	NA 11111.			161 ff.
	61 ff.	Merkblatter (sie	he auch Richtlinien)		1974 / 7011. 1997 / 118
		- Anstriche	1971 / 157 ff		2003 / 133 ff.
Luftporenbildung	1961 / 245 f.	- Anstricite	1374 / 137 11.		,
	1962 / 168	 Anstriche auf Beton 	1981 / 51 ff.	Nachaktivierung	2016 / 61 ff.
	1965 / 194 ff.	von Wasser-Sammel	-		
	2009 / 39 ff.	anlagen		Nachbehandlung	1960 / 23 f.
	2012 / 1911. 41 ff	De de confortiones	1070 / 17 55		1961 / 124
		- Bodenverfestigung	19/8/ 1/ п.		1902 / 35 60
Luftporen-Kennwerte	1960 / 119 f.				124 ff.
	1962 / 94 ff.	– Dampfmischen	1974 / 151 ff.		1963 / 69 ff.
	163				103 f.
	1965 / 191	 Deckwerksteine 	1967 / 143 ff.		122
	1900 / 75 ff.		1070 / 170 //		1964 / 78
	1971 / 113 ff	 Hydratationswarme 	1970 / 179 ff.		109 I. 1965 / 150 f
	1975 / 40 ff.	– Leichtheton und			204
	1977 / 58 ff.	Stahlleichtbeton I	1974 / 111 ff.		1966 / 128 ff.
	1981 / 169 ff.		,		166
	1994 / 47	 Leichtbeton und 			1968 / 113 ff.
	1997 / 89	Stahlleichtbeton II	1974 / 121 ff.		1970 / 99 ff.
	2009 / / ff.	La bible de comunit			19/3 / 90 f.
	71 ff	- Leichtbeton und	1074 / 122 ff		1974 / 141
	2015 / 7 ff.	Stanneichtbeton m	1974 / 133 11.		1988 / 84 f.
	,	– Öleinwirkungen	1966 / 169 ff.		1991 / 129
 Berechnung 	1981 / 177 ff.	0			209
	4004 / 470 ((Schutzüberzüge 	1973 / 125 ff.	(siehe auch Ob	erflächenbehandlung)
– Messverfahren	1981 / 1/3 ff.	0 1 1 1	1000 / 00 //	Nie als aufs Victoria a	
l uftechalldämmung	1976 / 18 ff	– Spaltenboden	1966 / 69 ff.	Nachernartung siehe F	estigkeitsentwicklung
Lansonanuarinnung	13707 1011.	– Wärmebehandlung	1967 / 35 ff	Nachhaltiokeit	2003 / 29 ff
Mahlfeinheit	1961 / 181 ff.	mannebenandiung		addinaright	2000/ 2011.
	1968 / 29	– Zementeinpressunger	n1970 / 21 ff.	Nachmischen	1963 / 38
	1971 / 81 ff.				44
	1976 / 68	MgO-Gehalt	1971 / 80		1979 / 23 f.
	116 t.	Mikrohörtopröfung	1002 / 11 ff	Nachvordichton	1960 / 117
	1997 / 75	wikionarteprulung	1303 / 41 11.	Nachverülchlen	1900 / 117
	, ,,	Mischbinder	1960 / 103		1961 / 262

Nachverdichten (Forts.)	1071 / 100 55	Phasenneubildungen	1988 / 207 ff.	Prüfung von Baustoffe	n (Forts.)
	1971 / 109 ff. 1981 / 66 ff.		218	 Konformitätsprüfung 	J
Neutropenstreuung	1981 / 36		1994 / 82		2012 / 69 ff.
Noutonophon Elia		Pilzbewuchs	1972 / 117 ff.	 Performance-Prüfver 	fahren 2012 / 69 ff
Newtonsches Flieisges	1972 / 53	Polymerbeton	1976 / 164		2012/0311.
	1973 / 23 ff.		1000 / 100 /	 Prüfkörperabmessur 	igen
	1976 / 124 π.	Porenraum	1960 / 109 ff. 1961 / 201 ff.	S	iehe Gestaltseinfluss
Normalverteilung	siehe Statistik		1962 / 24 161 ff.	 Prüfmaschinen- Umstellung 	1978 / 116 ff.
Normen	siehe Baunormen		1963 / 87 1965 / 190	– Prüfstellen	1972 / 197 f.
Normenfestigkeit			1966 / 148		1997 / 21
siehe Zen	nentnormenfestigkeit		1967 / 77 1969 / 68 ff.	 – WS-Grundprüfung 	2012 / 81 ff.
Normenmörtel	1962 / 132		1975 / 106 ff.	Pumpheton	Fördorn des Botons
	1968 / 25		1976 / 109 π. 150	i unipoetoni siene	Fordern des Belons
	1971 / 65 ff.		1983 / 47	Puzzolan	1964 / 113 1983 / 64
Oberflächenbehandlur	ng		1988 / 53 f.	Puzzolonzucatz	1060 / 101 ff
	1961 / 267		79	Fuzzoializusatz	1964 / 31 f.
	1963 / 94 I. 103 ff		1991 / 127 11.		113 ff.
	1967 / 99 ff.		2003 / 200		1979 / 74
	1973 / 127 f.		2006 / 17 ff.		2003 / 150
	1974 / 158 f.		2009 / 7 ff.	PVC-Brände	1970 / 33 ff.
(siehe auch Anstriche, Beschie	1961 / 52 I. chten, Imprägnieren)		71 ff.	Qualitätsmanagement	1997 / 21
Oberflächenfeuchte	siehe Eigenfeuchte	_	2015/ 3111.	Quarzsand	1983 / 84 ff
Oberflächentextur	1967 / 121 ff	Porenwasser	1981 / 21 ff.		
Obernaenentextai	1007 / 121 11.		1997 / 39	Quellen	1964 / 111 f.
Ocratieren	1962 / 29		2003 / 81		19/1/ 80 2000 / 93 ff
	1967 / 99		148		,
Ökobilanz	2000 / 141 f.		2009/1911.	Quellzement	1964 / 109 ff.
	2015 / 21 ff.	Portlandzementklinker	1961 / 44		1965 / 21 f. 1976 / 140
öl · · · ·	1000 / 00 /		1971 / 60		13707140
Oleinwirkung	1963 / 98 f. 1966 / 169 ff		1981 / 152 ff. 1983 / 63 ff	Querdehnung	1964 / 169
	1967 / 22		172		1968 / 73 ff.
	1968 / 130		2009 / 7 ff.		19/1/ 39 ff. 123 ff
D · ·			71 ff.		1972 / 151 ff.
Passivierung	1969 / 60		93 ff.		1978 / 49 f.
	13/2 / 12/	Portlandkalksteinzeme	nt		1979 / 39
Performance-Prüfung	2015 / 39 ff.		2000 / 15 ff.		1985 / 110 1.
	95 ff.		2003 / 174 2006 / 29 ff	radioaktive Strahlen	1961 / 96
	93 ff.		2009 / 19 ff.	Rammpfähle	siehe Betonpfähle
Permeabilität	1988 / 37 ff.		71 ff. 2016 / 79 ff.	RAM-Verfahren	1981 / 38 ff.
	81 ff.	Portlandkompositzom	anto	Devue heetiin dialasit	1000 / 150
	105	Fortianukompositzeme	2006 / 29 ff.	Raumbestandigkeit	1962 / 153
	177		2009 / 7 ff.		1971 / 76 ff.
Dfähle			71 ff.	_	
	siehe Betonpfähle	_	93 ff.	Kaumgewicht	siehe Rohdichte
Ptahlgrundung	1962 / 143	Probenzahl	siehe Statistik	R-Beton	2016 / 89 ff.
pH-Wert	1960 / 86 1962 / 147 ff.	Prüfung von Baustoffen		Reaktorbeton siehe	Strahlenschutzbeton
	1967 / 36	 – AKR-Performance-Pr 	üfung	Recycling	1988 / 144
	1969 / 57 1972 / 126 f.		2012 / 81 ff.		159 ff. 1994 / 102 f.
Recycling (Forts.)	2003 / 29 ff 47 ff 2006 / 55 ff	. Risse (Forts.)	1979 / 13 ff. 1988 / 202 f. / 217	Schlagfestigkeit (Forts.)	1981 / 101 ff. 1983 / 158
---	---	-----------------------	---	-----------------------------------	--
	2016 / 93 ff		226 1994 / 181 ff.	Schlammverfestigung mit Zement	1979 / 113 ff.
Regelkonsistenz	1985 / 120		1997 / 109 ff. 136 f.	Schnellprüfverfahren	1981 / 34 ff.
Reife	1961 / 10 ff 1963 / 172		2000 / 61 ff. 73 ff.	Schnellzement	1976 / 119 f.
Relaxation	1971 / 169 ff 2000 / 65 f.		2003 / 165 2009 / 57 ff.	Schrumpfen	1961 / 133
Restfestigkeit	1981 / 26 f.	Rissüberbrückung	1962 / 77 1963 / 121		1973 / 67 ff. 1976 / 161 f. 1979 / 13 ff
Restwasser	2000 / 49 ff 2003 / 59 ff	Robustheit	2015 / 87 ff.		1983 / 99 ff. 2009 / 57 ff.
	2016 / 7 ff	Rohdichte	1960 / 62 f.	Schubfestigkeit	1964 / 167
Rezyklierte Gesteinskörnung	2016 / 89 ff		127 ff. 1961 / 106 f.		1965 / 110
Rheologie von	1973 / 21 ff		1964 / 155 160 ff.	Schutzüberzüge	siehe Betonschutz
Zementleim und	1974 / 24 ff	•	208 f.	 Merkblatt 	1973 / 125 ff.
Frischbeton	1976 / 123 II 1985 / 132 ff 1997 / 33	•	1965 / 36 f. 106 1971 / 24 f.	Schwermetalle	1988 / 143 ff. 173 f.
	45 61 ff		1976 / 139	Cohuindon	1060 / 72 ff
	2000 / 39 ff	. Rohrinnenkühlung	1964 / 41 ff.	Schwinden	1960 / 73 II. 134
	2003 / 104 115 126 f	Rostschutz	siehe Korrosionsschutz		1961 / 235 ff. 1963 / 24 1964 / 172 f
	2006 / 7 ff	. Rüttelflasche	1960 / 124		1964 / 172 1. 1965 / 56 ff.
	2012 / 7 ff	•	1962 / 87 ff.		108 f. 1967 / 40 f
Richtlinien (sie	he auch Merkblätte	Rütteltisch	1960 / 60 65 ff.		1969 / 24 f. 35 f.
 Alkalireaktion 	1974 / 71 ff 2006 / 69 ff	Säureangriff siehe ch	em, Widerstandsfähigkeit		1970 / 127 ff. 1971 / 169
	2012 / 59 ff		1000 / 25		1976 / 161
	2015 / 39 II 2016 / 51 ff	. Schachtausbau	1960 / 25		1977 / 42 1983 / 27 ff.
	93 ff	•	177 ff. 1963 / 173 f		140 ff. 1994 / 186
 Fließbeton 	1974 / 143 ff		1970 / 23 ff.		2000 / 93 ff. 2003 / 55
 – Gärfuttersilos 	1962 / 33 ff	. Schadstoffe, organ	ische		68
 Grubenausbau 	1965 / 155 ff		2000 / 123 ff.		2009 / 19 ff. 57 ff.
 Spritzbeton 	1966 / 177 ff	. Schalenrisse	1961 / 99 1964 / 24	Schwindenannungen	1960 / 73 ff
 Wirksamkeitsprüfung von Zusatzmitteln 	1975 / 47 ff		1968 / 161 f.	Schwindspannungen	1961 / 134 237 ff.
Bll FM-Empfehlungen	1979 / 48 ff	Schallschutz	1976 / 17 ff.		2009 / 57 ff.
Risse	1960 / 23	Schalung	1962 / 30 55 f.	Schwingungen	1981 / 62 ff. 130 ff.
	79 1961 / 99	Schaumbeton	1964 / 108	Selbstverdichtender	2000 / 39 ff.
	133 t. 1963 / 106	Scheinfugen	1968 / 171	Beton	2003 / 103 ff. 113 ff.
	1964 / 21 ff	. (Massenbeton)			2006 / 7 ff.
	1966 / 44 ft 1968 / 161 ff	Schieferton	1964 / 143 ff.	– Prüfung	2003 / 106 f.
	1970 / 83 ff				115
	1971 / 40 ff 1972 / 137 ff	. Schildvortrieb	1962 / 145	– Zusammensetzung	2003 / 122
	1973 / 67 ff	. Schlagfestigkeit	1962 / 144		
	1976 / 161 f. 1978 / 45 ff		1968 / 49 ff. 1979 / 36 ff.	Sekundarstoff	1988 / 143 ff. 159 ff.

Setzmaß (Slump) (s	1985 / 18 ff. siehe auch Konsistenz)	Spannungsverteilung	Forts.) 1981 / 138 ff. 2009 / 57 ff	Straßenbeton (Forts.)	159 ff. 1965 / 25 ff. 73 ff
Sieblinien	1961 / 139 f. 1968 / 92 f. 1972 / 176 ff.	spezifische Oberfläche	siehe Mahlfeinheit		162 f. 201 ff. 1966 / 26 ff.
	1976 / 141 1983 / 105 ff. 2015 / 49 ff. 67 ff.	Spritzbeton	1966 / 177 ff. 1971 / 99 1973 / 139 ff. 1983 / 155 ff.		75 ff. 1967 / 121 ff. 1973 / 73 ff. 1977 / 149 ff.
(siehe auch Ko	ornzusammensetzung)		1994 / 183		1979 / 81 f.
SI-Einheiten	1978 / 105 ff.	Spritzmörtel	1963 / 119 ff. 1966 / 177 ff.		2000 / 93 ff. 2003 / 87 ff. 2009 / 39 ff.
Silicastaub	2003 / 125 II. 152 185	Spundwände	1962 / 72	- Dränbeton	2012 / 81 II.
	2009 / 57 ff.	Stabilität	2015 / 87 ff.	Streckenzusbau	2000 / TTTT.
Silos	1961 / 215 ff.	Stahlfaserbeton	1985 / 73 ff.	Suevit-Trass-Zomont	1060 / 102
	33	Stahlfaserspritzbeton	1983 / 155 ff.	Sulfat	2012 / 7 ff
Sinterbims	1965 / 39 ff.	Stahlleichtbeton		Sullat	2012 / 711.
Sorption	2012 / 7 ff.	siehe Konst	ruktions-Leichtbeton	Sulfattrager	siehe Erstarren
Sorptionsisotherme	2016 / 29 ff.	Standardabweichung	siehe Statistik	Sulfatwiderstand siehe chemische	e Widerstandsfähigkeit
Spaltenböden	1966 / 57 ff.	Standspuren	1962 / 166	Synchrotronbau	1961 / 301
Spaltrissa	69 ff.	Startbahnen	1961 / 231 2012 / 81 ff.	Tausalz	1962 / 161 ff.
Spannsse	1961 / 39 1964 / 25 f. 1968 / 146 ff.	Statistik	1960 / 91 ff. 1964 / 188 ff. 1969 / 85 ff.	Tausalzwiderstand	ost-Tausalz-Widerstand
Spaltzugfestigkeit	1963 / 61 f. 79 f.		1997 / 25 f.	Tauwasser	siehe Kondenswasser
	1964 / 59 ff. 166 f.	Stauraumdichtung	1962 / 63 ff. 141	Tellermischer	1978 / 60
	1970 / 103 ff. 1981 / 114		19/3/ 41 ff.	Temperaturbean-	1970 / 57 ff.
	1983 / 137 ff. 158	Steife	siehe Konsistenz	spruchungen	1981 / 19 ff. 141 ff.
	1985 / 108 2009 / 57 ff.	Stoffraumrechnung	1960 / 109 f. 1961 / 105 ff.	(siehe auch Frostdehnung	und Wärmedehnung)
– Einflussgrößen	1964 / 73 ff.		1963 / 130 ff. 1965 / 139 f.	Temperatureinfluss	siehe Betontemperatur
 Prüfverfahren 	1964 / 66 f.		1976 / 137	lemperaturspannung	en 1961 / 99
	80 ff.	Strahlenschutzbeton	1961 / 91 ff. 299 ff.		120 134
– bei tiefen Temperaturen	1970 / 62 ff.		1964 / 47 ff. 1971 / 21 ff.		211 1962 / 107
Spannbetonstraße	1961 / 232 1965 / 21 ff.		1975 / 17 ff. 1976 / 31 ff. 168		161 1964 / 22 ff. 1967 / 39 f.
Spannungs-Dehnungs Linien	s-1974 / 48 1978 / 37 ff.	– Zusätze	1961 / 105		47 1968 / 146 ff. 1970 / 82 ff.
	1979 / 38 1981 / 22 ff. 1983 / 158 f.	Straßenbau	1961 / 221 ff. 2000 / 93 111		1973 / 72 ff. 1981 / 25 ff. 141 ff.
	1985 / 108 ff. 1991 / 57 ff.	– hydraulisch geb.	1988 / 155	(siehe	1994 / 187 f. auch Wärmedehnung)
Communication	1994 / 188 f.	Tragschicht	159 ff. 1994 / 11 ff.	Tetrapoden	1962 / 72
Spannungsrisskorros	1969 / 58 f.	• • •	τυ2 π.	Ton(schiefer)	1964 / 143 ff.
Spannungsverteilung	1970 / 83 ff. 1972 / 135 ff.	Straßenbeton	1960 / 23 1961 / 226 f. 1962 / 127	Tragverhalten	1972 / 135 ff. 1978 / 31 ff.

Tragverhalten (Forts.)	1981 / 138 ff.	Unterwasserbeton	1966 / 187 ff. 1972 / 192	Wärmeentwicklung	Hydratationswärme
Transportbeton	1962 / 9 ff. 109 ff. 117	Vakuumbeton	1976 / 139	Wärmeleitfähigkeit	1960 / 134 f.
	1963 / 21 ff.	Variationskoeffizient	siehe Statistik		174 1965 / 110 f
	1965 / 113 ff. 144	Vebe-Zeit	1985 / 18 ff. siehe auch Konsistenz)		1970 / 68 ff. 1974 / 125
	1968 / 90 1972 / 188	Verankerungskörper	1964 / 53		1976 / 44 ff.
	1974 / 138 f. 1985 / 124 f.	Verarbeitbarkeit	siehe Konsistenz	Wärmeschutz	1963 / 54 ff. 1976 / 39 ff.
	2003 / 103 ff.	Vendieleter	1000 / 50 #	(siehe auch	Wärmeleitfähigkeit)
	2015 / 49 ff. 67 ff.	verdichten	1960 / 59 II. 65 ff.	Wasserabsondern	2015 / 87 ff.
	2016 / 61 ff.		122 ff. 1962 / 83 ff.	Wasseranspruch	1965 / 135 ff.
Trass	1960 / 101 ff.		1964 / 159 207 ff		1972 / 113 ff.
	1971 / 60 f. 1983 / 64 ff		1965 / 148 ff.		1978 / 121 11.
Tracasament	1965 / 04 11.		1971 / 155 ff. 1976 / 149		2009 / 71 ff.
nasszement	1960 / 102 1971 / 60 ff.		, -	Wasseraufnahme	1960 / 116
	1983 / 77 ff.	Verdichtungsmaß	1964 / 207 ff.		1964 / 154
- .	1000 / 101 /		2009 / 71 ff		1/4 π. 1965 / 180 f
Irasszusatz	1960 / 101 ff.	(5	siehe auch Konsistenz)		1975 / 113 ff.
Treiben	1962 / 153				1988 / 220
	1968 / 30	Verflussiger	siehe Zusatzmittel		1991 / 206
	1971 / 80 ff.	Verformungen s	siehe Formänderungen		1994 / 61 2006 / 17 ff.
Trinkwasserbehälter	2003 / 191 ff.	Verformungs-	1970 / 65 ff.	Wasserbau	1961 / 267 ff.
Trittschalldämmung	1976 / 26 f.	charakteristik	1974 / 48 ff.	Wasserbindung	1960 / 108 f.
Trockendocks	1962 / 144		1979 / 38 1981 / 22 ff		1961 / 204 1962 / 105
Trocknung	2016 / 29 ff.		1983 / 156 ff.		1971 / 24 1975 / 19 ff.
Trocknungsrisse	1973 / 76 ff.	(siehe auch Belas	tungsgeschwindigkeit)		1991 / 200 f.
Tunnelbau	1962 / 145	Verpressen	siehe Auspressen	Wasserdampfdiffusion	1975 / 112 f.
	1994 / 181 ff.	Verschleißwiderstand	1	Wassergehalt	1962 / 169 f. 181
	2000 / 73 ff.	si	ehe Abnutzwiderstand		1964 / 156 ff.
Überdeckung sie	ehe Korrosionsschutz	Verzinkung	1969 / 63 1979 / 86		1965 / 139
Uferbefestigung	1962 / 63 ff.	\/ <u></u>			1966 / 90 1971 / 155 ff.
	67 ff.	verzogerer	siehe Zusatzmittel		1973 / 87 ff.
	1967 / 143 ff.	Wärmebehandlung	1960 / 29 ff.		1974 / 153
	1968 / 33 ff. 1971 / 89 ff		1961 / 273 ff.		1975 / 17 ff.
	1978 / 20 ff.		1963 / 169 ff.		107 II. 1976 / 138 ff
			1967 / 35 ff		1978 / 121 ff.
Ultrahochfester Beton	2009 / 57 ff.		51 f.		2015 / 49 ff. 67 ff
Ultraschall-Prüfung	1994 / 39		215 ff.	(siehe auch Betonzusammensetz	ung und Konsistenz)
Umrechnung von Fest siehe Festigkeitsvergleich und	t igkeiten Festigkeitsverhältnis	Wärmedämmung	siehe Wärmeschutz	– Prüfung	1977 / 106 ff. 1981 / 36 f.
		Wärmedehnung	1960 / 132 f.		
Umweltschutz	1988 / 143 ff. 159 ff.		1961 / 210 f. 1962 / 106 f.	Wasserrückhalte- vermögen	1973 / 67 ff. 1979 / 16 ff.
	1991 / 107 ff.		1964 / 174		
	1994 / 53 ff. 89 ff.		1967 / 38 f. 1969 / 24 f.	Wasserstoffversprödur	ng 1969 / 59
	151 ff.		35 f.		,
	213 ff.		1970 / 67 1976 / 192	Wasserundurchlässigk	eit
	∠UUU / I35 IT.		19/0/102		siehe dichter Beton

Wasserundurchlässigkeit (Forts.)		Zement (Forts.)		Zementanwendung	2003 / 12 23 f
– Prüfverfahren	1966 / 146 f. 1988 / 50 ff.	- Auswahl (Forts.)	161 ff. 1967 / 30 f.		2009 / 93 ff.
Wasserzementwert			1978 / 147 ff. 1981 / 91 ff	Zementarten	1971 / 61 ff.
siehe Bet	onzusammensetzung		164		1981 / 91 ff.
-			2009 / 19 ff.		1983 / 72 ff.
– Prüfung	1977 / 107 ff.	Postandtaila	1092 / 61 ff		1991 / 171 ff.
	1901/ 3511.	- Destanutelle	172		1994 / 164
– wirksamer	1961 / 200 ff.		1988 / 68 f.		1997 / 8 f.
	1962 / 136		1994 / 21 f.		27
	1974 / 124		1997 / 10 ff.		15
	- ,		2003 / 13 f.		2003 / 13 f.
Wasserzementwert-	1960 / 111 1962 / 120 f		2009 / 7 ff.		133 ff.
Geselz	1962 / 129 I. 1963 / 64 f.		7111.		2008 / 29 fl. 2009 / 7 ff.
	1964 / 73 f.	– Eigenschaften	1997 / 13 ff.		19 ff.
	1965 / 140		2009 / 7 ff.		71 ff.
	1966 / 133 п. 1967 / 67		/1 π.		2015 / 49 ff. 67 ff.
	1969 / 51 ff.	– Erstarrungsverha	lten 1981 / 145 ff.	(siehe auch Kolloidzement,	LP-Zement, NA-Ze-
	1970 / 165 ff.	Ū	1983 / 169 ff.	ment, Quellzement, Sch vit-Trass-Zement, Trasszeme	nellzement, Sue- ent, Zementklinker
	19/1 / /4 144 f		1985 / 121 f. 131 ff	sowie – unter chem. Widerst mente mit hohem Sulfatwid	tandsfähigkeit – Ze- erstand)
	1972 / 166		(siehe auch Erstarren)	Zamantainanaahaftan	2002 / 11
	1976 / 137	Füller	1092 / 64 ff	Zementeigenschalten	2003 / 11
	1988 / 87 ff.	- Fuller	1983 / 04 11.	Zementgehalt	1960 / 114 f.
Wasserzementwert-	1972 / 165 ff.	 Granulometrie 	1983 / 61 ff.		1961 / 139
Tafeln			2000 / 25 ff.		1964 / 29 f.
Wegebau	1961 / 227 ff		2009 / 11. 71 ff.		74 f.
Wegebau	1301 / 22 / 11.				161 f.
Widerlager	1964 / 53	– heißer	1961 / 132 f.		1968 / 88 f.
	1968 / 145 ff.	– Optimierung	1985 / 117		1971 / 73
Winterbau	1963 / 153		131		142 f.
	1968 / 99		147 2009 / 7 ff		1978 / 143 ff.
Witterungsbeständigk	eit		71 ff.		1994 / 196 f.
inter angewootania.g.	1972 / 33 ff.		_		2009 / 7 ff.
	1976 / 164 f.	– Portlandkalkstein	zement 2012 / 69 ff	(siehe auch Betc	onzusammensetzung)
	1981 / 141 11.		2012 / 00 11.		
Wöhlerlinie	1981 / 130 ff.	 Prüfverfahren 	1971 / 57 ff.	– Prüfung	1977 / 106 ff.
Zoitfootiakoit	1001 / 105 f		1997 / 221.		1981 / 37 II. 1994 / 11 ff.
Zeitlestigkeit	1961 / 1351.	 Reaktivität 	2000 / 25 ff.		
Zement		– Sulfatgehalt	1971 / 80 f	Zementgemische	1961 / 271 t. 1964 / 99
A lton	1001 / 100	ounargonait	1981 / 155 f.		2015 / 21 ff.
– Alter	1961 / 190		1988 / 205		31 ff.
		 Sulfatträger 	1981 / 154 ff.	Zement-Flugasche-	2003 / 171
– Alkaligehalt	1997 / 128		1983 / 171 ff.	Gemische	174
	138		1985 / 132 f.		2009 / 7 ff.
	2003 / 133 ff.		1966 / 212	Zementeinhindung	1988 / 1/3 ff
		– Temperatur	1961 / 132 f.	Zementembindung	172 f.
– amerikanischer	1962 / 131 1964 / 31	Zomantklinkar	2012 / 60 #		1994 / 89 ff.
	1966 / 21 ff.	– zementkiinker	2012/09Π.	Zementiniektionen	siehe Auspresson
		– Zumahlstoffe	1983 / 82 ff.		aione Auspressell
– Auswahl	1962 / 105		1991 / 174 f.	Zementklinker	1961 / 44
	1964 / 32		2003 /133 ff.		1981 / 152 ff.
	1965 / 132		2009 / 7 ff.		1983 / 63 ff.
	1966 / 21 ff.		71 ff.		172
	120 11.				2003 / 14

Zementleim	1961 / 200	Zementstein (Forts.)		Zusatzmittel (Forts.)	61 ff.
	1985 / 132 ff.	– Formänderungen	1978 / 42 ff.		127
	69 69		2009 / 19 ff. 57 ff.		2009 / 19 ff. 39 ff.
	2009 / 19 ff. 2012 / 7 ff.	– Frosteinwirkung	1963 / 87 f. 1979 / 62 f.		2012 / 7 ff. 19 ff. 41 ff.
 Scherwiderstand 	1997 / 51 ff. 2003 / 7 ff	– Gefüge	1983 / 61 ff		2015 / 7 ff. 49 ff
(siehe auch Rheologie	133 ff. von Zementleim und	201030	170 ff.		67 ff.
Frischbeton sowie	e Zementsuspension)		81 f.	 Beschleuniger 	1964 / 99 ff.
Zementnorm	1968 / 21 ff.		149 f.		1973 / 142 ff.
	19/1/ 55 ff. 1976/139 f		1991 / 107 ff.		1373/ 44
	1997 / 7 ff.		1997 / 39 f.	 Dichtungsmittel 	1964 / 117 f.
	2000 / 7 ff.				1975 / 42 f.
	2009 / 7 ff.	– Korrosion	2003 / 192 †.		105 ff.
	/1 ff.	 Schichtdicke 	1967 / 69		1377 / 04
Zementnormenfestigk	eit		1968 / 68	 Einpresshilfen 	1975 / 44 f.
	1960 / 111				
	1962 / 123 ff.	– bei hohen	1969 / 28 ff.	– Fettalkohol	1979 / 24 ff.
	1963 / 146	Temperaturen	35 1975 / 23 ff	– Eließmittel	1974 / 32 ff
	1966 / 125 f.		10707 2011		1975 / 39 f.
	1967 / 70 f.	– Tragverhalten	1978 / 42 ff.		1977 / 64
	1968 / 25 ff.	\A/a a a unu a la a la	1075 / 10 (151
	1969 / 51 ff.	- wassergenait	1975 / 19 ff. 107 ff		1979 / 17 11. 1983 / 113 ff
	1970 / 165 II.		107 11.		1985 / 122 f.
	1997 / 13 f.	 Wassertransport 	1975 / 109 ff.		1991 / 21 ff.
	69	7	1001 / 177 ((1994 / 156
	2003 / 10	Zementsuspension	1961 / 1/ / Π. 1962 / 1/1		1997 / 61 94 f
	2009 / 11. 71 ff		1970 / 21 ff.		2003 / 91 ff.
	,		1972 / 51 ff.		125 ff.
Zementstein	1960 / 108 ff.		1973 / 21 ff.		2012 / 7 ff.
	1961 / 199 ff.		1976 / 123 ff. 1994 / 18 f		4 I ff. 2015 / 49 ff
	1963 / 87 I. 1967 / 37 f		1334 / 101.		67 ff.
	66 ff.	Zeta-Potential	2012 / 7 ff.		2016 / 61 ff.
	1969 / 67 ff.	7		l on anoitr cornë a oror	2006 / FF ff
	1976 / 107 ff.	Zugabewasser	siehe Anmachwasser	– Langzenverzögerer	2006/ 55 11.
	1983 / 61 ff.	Zugfestigkeit	1962 / 106 f.	– LP-Bildner	1960 / 9 ff.
	1994 / 80		1963 / 60 f.		118
	96 f.		79 f.		1962 / 131
	1997 / 39 f.		1970 / 99 ff.		1964 / 104 ff.
	2003 / 13 ff.		1976 / 156		1965 / 167
			1981 / 114		1975 / 40 ff.
 elastische Eigen- 	1970 / 149 ff.	(siehe auch Biegezugfestig	keit, Spaltzugfestigkeit)		19/// 64
schatten	19/8 / 42 π.	Zumahlstoff	1983 / 82 ff.		1991 / 204 1997 / 91 f
– Erhärtungs-	1969 / 74 ff.		1991 / 174 f.		2003 / 87 ff.
geschwindigkeit	1976 / 114 ff.		195 f.		2009 / 39 ff.
	1994 / 117		2009 / / ff. 71 ff		2012 / 19 ff.
– Faserzusatz	1969 / 78 ff.		/ 1 11.		2015 / 7 ff.
	1974 / 45 ff.	Zusatzmittel	1962 / 57		2016 / 61 ff.
	1979 / 31 ff.		1964 / 87 ff.	Cupomentli' '	
- Fostigkoitsbildung	1961 / 201 #		1908 / 93 1972 / 179 f	- Supervertiussiger	siehe Fließmittel
	1969 / 67 ff.		1975 / 33 ff.	– Verflüssiger	1961 / 241 ff.
	1976 / 108 ff.		1976 / 144 ff.	0.	1964 / 102 ff.
	1978 / 43 ff.		1979 / 13 ff.		1975 / 39 f.
	1981 / 154 ff.		1981 / 161 11. 1983 / 169 ff		1979 / 17 ff. 1985 / 122 f
- Festigkeitssteiaerung	g 1969 / 135 ff.		1997 / 33 ff.		1991 / 204
durch elektr. Verfahren			45 ff.		1997 / 33

Zusatzmittel (Forts.)		Zusatzmittel (Forts.)		Zusatzstoffe (Forts.)	2003 / 125 ff.
– Verflüssiger (Forts.)	45 94 f	 – RR/UV-Spektrosko 	opie 1997 / 34 ff		2009 / 7 ff.
	041.		1007 / 04 11.	 – k-Wert 	2012 / 69 ff.
 Verzögerer 	1961 / 260 ff.	Zusatzstoffe	1960 / 101 ff.		
	1964 / 102 ff.		1964 / 97 ff.	– organische	1994 / 166
	1969 / 75		1968 / 93 f.		2000 / 113 f.
	1975 / 43 f.		1969 / 27 f.		
	1979 / 17 ff.		1972 / 180 f.	Zuschlag	siehe Gesteinskörnung
	1981 / 162 f.		1976 / 145 f.		
	1983 / 169 ff.		1981 / 161 ff.	Zwangzugspannungen 1994 / 18	
	1985 / 122 f.		1985 / 123		2000 / 64 f.
	1991 / 204		1988 / 175 ff.		76 f.
	2003 / 71 ff.		1991 / 83 ff.		2003 / 164
			114 f.		2009 / 57 ff.
 Wirksamkeits- 	1975 / 33 ff.		157 ff.		
prüfung	47 ff.		1994 / 151 ff.	Zwischenlagen	1960 / 27
			1997 / 69 ff.		1961 / 49 ff.
 Elution 	1997 / 39 ff.		2000 / 25 ff.		
			40		
 Sorption 	1997 / 37 ff.		126		



VDZ Postfach 30 10 63 D-40410 Düsseldorf Tannenstraße 2 D-40476 Düsseldorf VDZ P.O. Box 30 10 63 40410 Duesseldorf, Germany Tannenstrasse 2 40476 Duesseldorf, Germany